Beton- und Stahlbetonbau

(*früher* „BETON u. EISEN")

48. Jahrgang | Berlin, April 1953 | Heft 4

ur Tagung des Deutschen Beton-Vereins (e.V.) am 15./17. April 1953 in Stuttgart.

Spannbetonbrücke über die Nidda in der Umgehungsstraße Frankfurt a. M. — Höchst.

Von Oberbaurat Edgar Koritzky, Frankfurt a. M.

Allgemeine Übersicht.

ür den außerordentlich dichten Kraftwagenverkehr zwischen akfurt und Höchst war die enge Ortsdurchfahrt Alt-Nied mit r stellenweise 6 m breiten rbahn eine stän- ernsthafte Ge- enquelle. Die tischen Körper- ften entschlossen daher zum Neu- einer den Orts- Nied umgehen- Straße, welche ie vorhandene ße Alt-Nied ent- t und überdies seit langem not- dige Straßen- nverbindung zwi- n Frankfurt und hst ermöglicht. neue Straße, die Osten an die nzer Landstraße hließt und im ten in die Bo- arostraße am tseingang von hst einmündet, im späteren end- igen Ausbauzu- d eine Gesamt- ite von 29 m. Darin sind enthalten zwei Bürgersteige von je , zwei Radfahrwege von je 1,75 m, zwei Fahrbahnen von je 7 m ein in Straßenmitte liegender eigener zweigleisiger Straßen- nkörper auf Schotterbett von 6,45 m Breite. Die kürzlich voll- lete erste Ausbaustufe von 18,25 m Breite umfaßt lediglich einen Bürgersteig, einen Radfahrweg und den zweigleisigen eigenen Straßenbahnkörper (Bild 2, Lageplan).

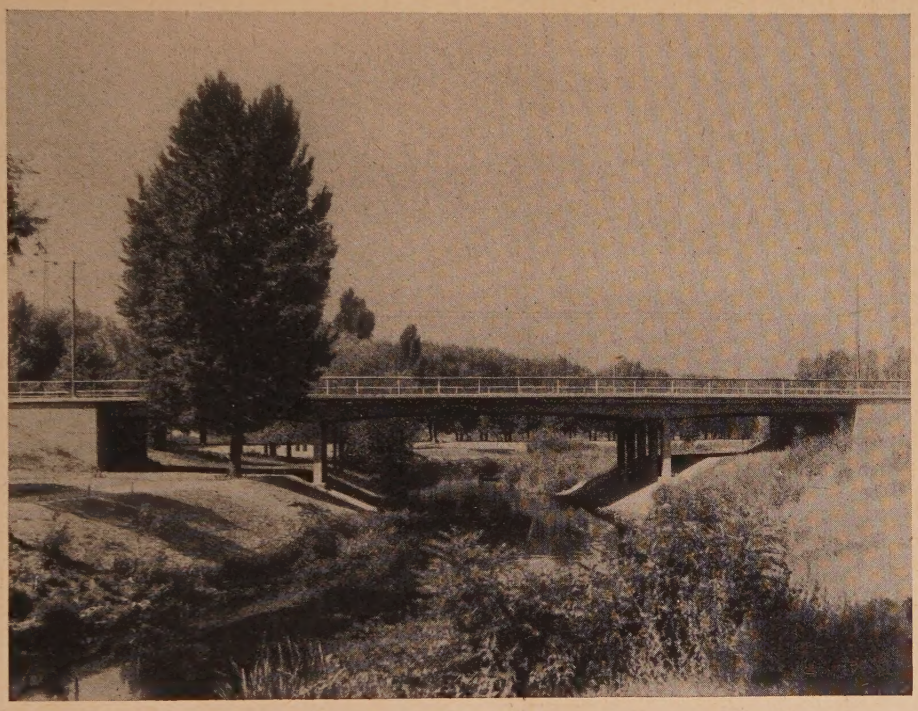


Bild 1. Gesamtansicht.

Zur Überführung dieser Umgehungsstraße über die Nidda war der Bau einer Brücke erforderlich (Bild 1), die den Fluß in einem Winkel von 84° links schief kreuzt. Entsprechend der ersten Ausbaustufe der Straße wurde die Brücke zunächst 18,25 m breit von Außenkante zu Außenkante Gehweg errichtet. Ihre konstruktive Ausbildung erlaubt eine spätere Verbreiterung auf 29 m mit nur geringfügigen Umänderungen an dem Gesims der Gleisseite (Bild 3, Querschnitt, und Bild 4). Die Öffnungsweiten sind 23,6 m für die Mittelöffnung und je 13,55 m für die beiden Seitenöffnungen (Bild 5).

Die Konstruktionsunterkante liegt auf + 93,70 bei einem höchsten Wasserstand der Nidda von + 93,45. Mit Rücksicht auf das Landschaftsbild und zur Einsparung von Baukosten wurden die Straßendämme möglichst niedrig gehalten und die Straßenoberkante in Brückenmitte auf + 95,38 gelegt. Die Bauhöhe für

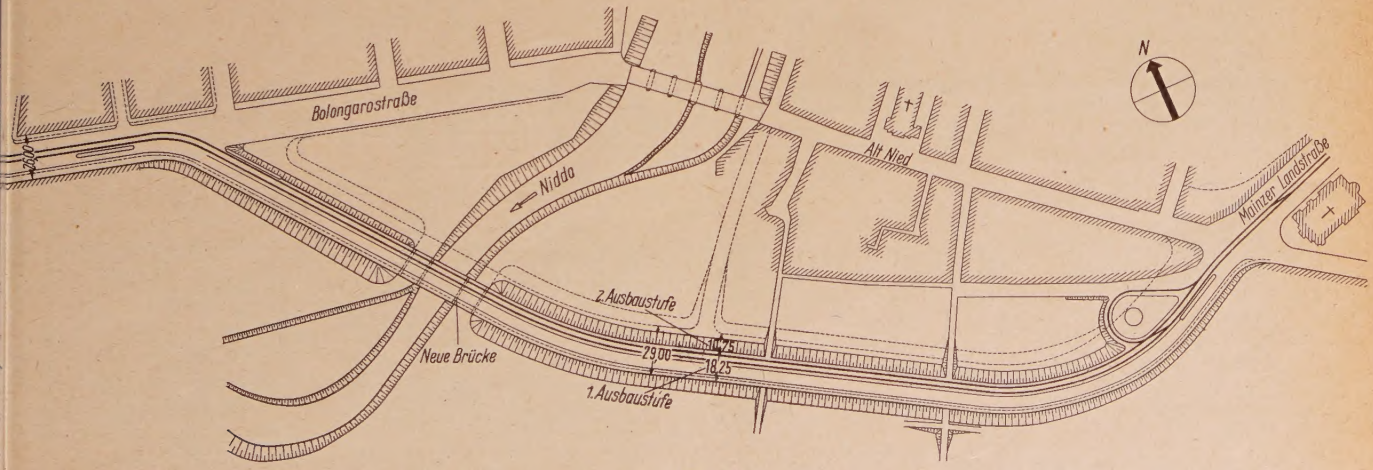


Bild 2. Lageplan.

die Brückenüberbauten einschl. Straßenbefestigung ist daher mit 1,68 m ziemlich gedrückt.

B. Baugrund, Gründung und statisches System der Brücke.

Im Jahre 1948 wurden am Standort der Brücke mehrere Aufschlußbohrungen in den Untergrund getrieben zwecks Entscheidung über die zu wählende Gründungsart sowie zur Klärung der Frage, ob bei den erbohrten Bodenschichten mit ungleichmäßigen Setzungen der Gründungssohle zu rechnen ist. Die Schichtung des Untergrundes wechselt häufig zwischen tonigen, sandigen und kiesigen Bändern unterschiedlicher Mächtigkeit. Das bei + 88,20 angetroffene Grundwasser hat einen hohen Gehalt an Sulfaten, Chloriden und freier kalklösender Kohlensäure, wirkt somit zerstörend auf Beton (Bild 5).

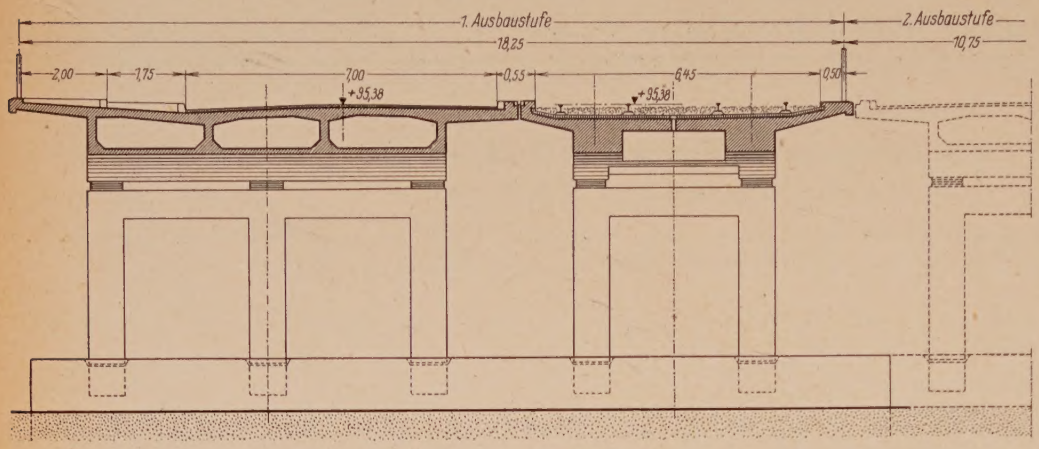


Bild 3. Querschnitt in Brückenmitte.

Die Fundamente der Pfeiler und Widerlager wurden auf di grobkörnige Kiesschicht gesetzt und mit Dichtungswannen au säurefesten Baustoffen umgeben. Der unter der Kiesbank an stehende Sand neigt gemäß Gutachten von Professor *Detig* in folge seines runden, gleichmäßigen, feinen Kornes und seines hohe Wassergehaltes zu Triebsandbi dung. Die Fundamente wurde daher durch Stahlspundwände System Larssen Profil II neu, un schlossen, die bis in den unter de Sand anstehenden Ton geramm sind. Wegen des stark angreifen den Grundwassers wurden gekup ferte Spundbohlen verwendet.

Die Auswertung der erbohrte Bodenproben ergab ferner, da mit ungleichmäßigen Setzunge des Bauwerkes zu rechnen is Deswegen sollte der Überbau sta tisch bestimmt gelagert werde und die größte Kantenpressun in der Bodenfuge etwa 1,5 kg/cm nicht überschreiten. Das Bauwer mußte also so leicht wie möglic konstruiert werden. Der bau seitige Entwurf sah daher al Überbau einen Gerberbalken mit Pendelstützen vor, und zwar i Verbundbauart mit geschweißtem Stahl-Trägerrost und mit Stahl betonfahrbahntafel. Die Brückenwiderlager wurden, um auch dere Gewicht niedrig zu halten als Stahlbetonkörper ausgebildet.

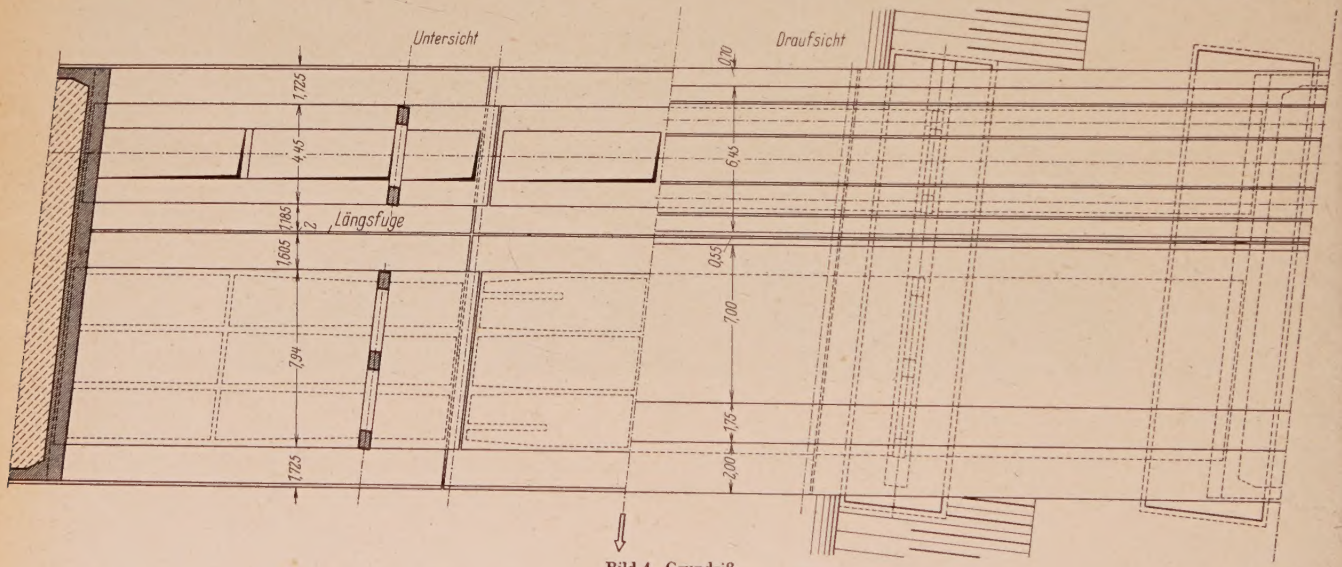


Bild 4. Grundriß.

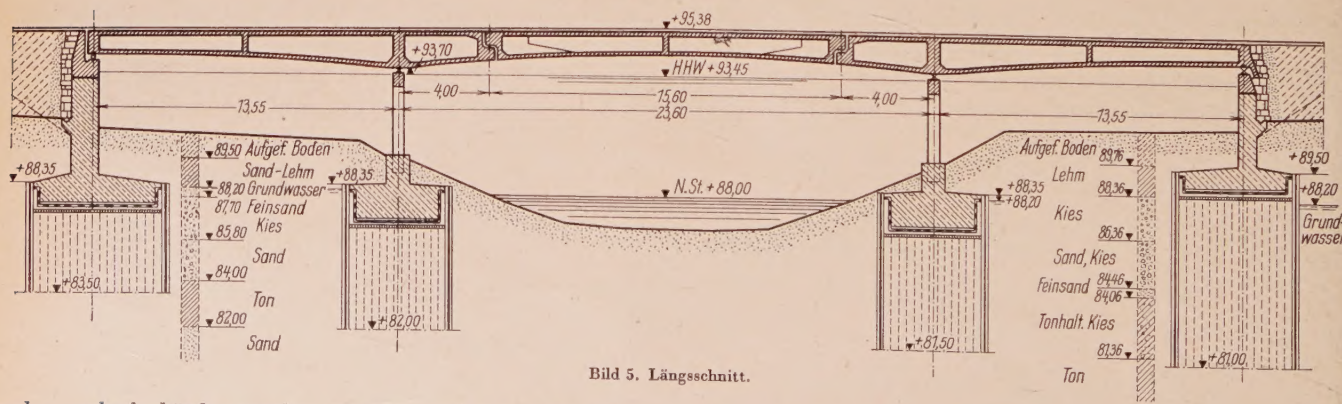


Bild 5. Längsschnitt.

Die Ramm-, Erd-, Abdichtungs- und Betonarbeiten für die Stützenfundamente und die unteren Teile der Widerlager bis zur Höhe der Auflagerbank wurden von September bis Dezember 1949 durch die Firma Dyckerhoff & Widmann KG, Wiesbaden-Biebrich ausgeführt. Die Arbeiten mußten dann unterbrochen und konnten

wieder im Mai 1951 aufgenommen werden mit dem Ziel ester Verkehrsübergabe der Brücke im Oktober 1951.

berbauten und Lager.

zwischen hatte sich die Lage auf dem Stahlmarkt derart verschlechtert, daß bei der ursprünglich vorgesehenen Ausführung der Überbauten und Pendelstützen in Stahl die Einhaltung des Termines die Verkehrsübergabe ausgeschlossen war. Für die nunmehr endig gewordene Ausführung in Stahlbeton galt es wegen der ältnismäßig geringen zur Verfügung stehenden Bauhöhe eine rst schlanke und zugleich eine sehr leichte Konstruktion zu en, damit die ursprünglich für die Stahlüberbauten bemessenen bereits ausgeführten Gründungskörper beibehalten werden ten, ohne die Verkehrsbelastung zu verringern oder die zu- e Bodenpressung von 1,5 kg/cm² wesentlich zu überschreiten.

Vergrößerung der fertiggestellten Gründungskörper hätte n ihrer Spundwandumschließung und ihrer Dichtungströge nur sehr großem Aufwand an Kosten und Zeit bewerkstelligt en können.

a von der Firma Wayss & ag AG., Frankfurt a. M., einchter Entwurf, der unter den vorgelegten Entwürfen in icher und ästhetischer Hin- am besten den vom Brückenmt gestellten Bedingungen rach, wurde zur Ausführung nmt. Hierbei bestehen die bauten aus vorgespanntem beton mit nachträglichem Vergemäß Bauart Freyssinet- s & Freytag. Im vorliegenden wurde die volle Vorspangemäß den Richtlinien für nbeton, DIN 4227, 7. Entwurf, wendet. Die Brücke ist bet für das 60-t-Schwerstfahrder Berechnungsgrundlagen massive Brücken, DIN 1072, urf Dezember 1950, bei gleichzeitiger Belastung durch kg/cm² bzw. 500 kg/cm² sonstiger Verkehrslast und für enbahn mit 10,4 t und 7,2 t sowie Schienenreinigungswagen 0,0 t Achsdruck. Die größten Kantenpressungen in der Fundamentsohle ergaben sich hierbei zu 1,57 kg/cm², blieben also im Bereich der für den vorhandenen Baugrund durch bodenmechanische Prüfung ermittelten zulässigen Größenordnung.

Der Überbau ist durch eine Längsfuge in zwei voneinander unabhängige Tragkörper für Straße und Straßenbahn geteilt (Bild 3). Der Straßenteil ist wegen der seitlich über den Randträger weit auskragenden Fahrbahnplatte, deren Belastung erhebliche Torsionsmomente verursacht und wegen der geringen zur Verfügung stehenden Bauhöhe als Kastenquerschnitt ausgebildet, dessen große Verdrehungssteifigkeit die Torsionsmomente von 228 tm voll aufnimmt. Die Hohlkastenkonstruktion ist außer in der Längsrichtung auch in Querrichtung vorgespannt, wobei die Fahrbahnplatte nur beschränkte Quervorspannung erhielt. Die Rißsicherheit in der beschränkt quervorgespannten Platte wurde gemäß DIN 4227 nachgewiesen, die vorhandenen Zugspannungen durch schlaffe Bewehrung aus Stahl I aufgenommen. Die vollkommene Freiheit von Rissen ist somit gewährleistet, so daß auf die sonst übliche Abdichtung der Fahrbahntafel verzichtet werden konnte, zumal der Belag der Fahrbahn aus 5 cm und der des Fuß- und Radweges aus 2 cm dickem Gußasphalt besteht, der das Durchsickern von Niederschlagswasser und das Eindringen von Luftfeuchtigkeit verhindert.

Der Brückenteil unter der Straßenbahn ist als Plattenbalkenquerschnitt ausgebildet und nur in Längsrichtung vorgespannt. Auf Quervorspannung wurde hier verzichtet, weil von vornherein zu übersehen war, daß eine solche bei dem schmalen Überbau teurer ist als die Abdichtung der Brückentafel durch Dichtungsbahnen einschließlich Schutzbeton.

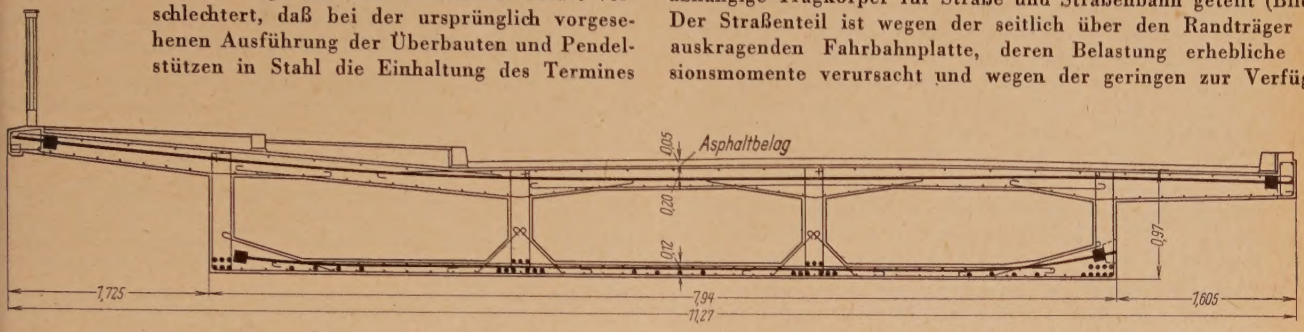


Bild 6. Bewehrung mit Quervorspannung (Straßenbrücke).

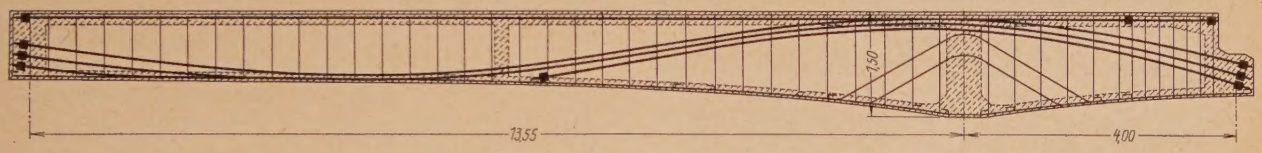


Bild 7. Auslegerträger (Straßenbrücke).

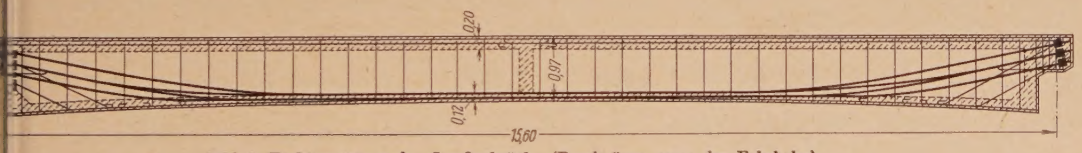


Bild 8. Einhängeträger der Straßenbrücke (Randträger unter der Fahrbahn).

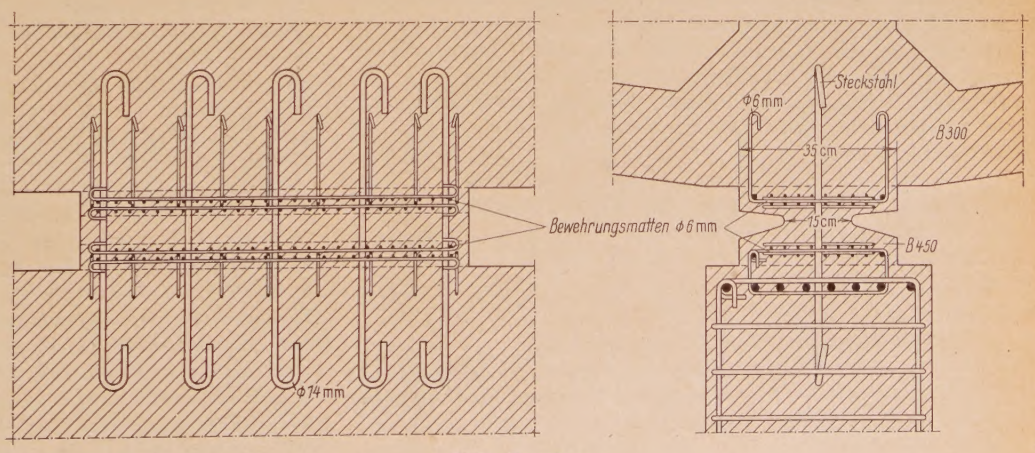


Bild 9. Betonlager.

Aus den Bildern 6 bis 8 ist die Spannbewehrung ersichtlich. Sie paßt sich sehr gut dem Momentenverlauf an und ist über den Querschnitt gut verteilt.

Im Entwurf war vorgesehen, daß sämtliche Lager aus Stahlguß gefertigt werden. Während der Bauausführung ergab sich indessen, daß selbst die geringe Menge von rd. 3,3 t Stahlguß bis zur vorgeschriebenen Zeit nicht lieferbar war. Aus vorhandenen Beständen der ausführenden Firma Wayss & Freytag konnten nur die Stahlgußlinienkipplager für die nördlichen Festlager geliefert werden, für alle anderen Lager reichte der Vorrat nicht aus. Daher wurden auf der südlichen Seite an Stelle der Rollenlager Gleitlager eingebaut, die in einfachster Weise aus Schienenprofil S 45 und einem halben Breitflanschprofil IP 30 angefertigt wurden. Auf den Pendelrahmen wurden die Stahlgußlinienkipplager durch Betongelenke Bauart Freyssinet ersetzt. Diese sind in der Deutschen Bundesrepublik meines Wissens hier erstmalig angewendet worden (siehe Bild 9). Jedes Lager wurde in einem Guß aus Beton B 450 betoniert und somit eine Arbeitsfuge im Hals des Gelenkes vermieden. Die größte Pressung an dieser Stelle beträgt 180 kg/cm². Nach ¾jähriger Beobachtung konnten an den Betongelenken nicht die geringsten Risse festgestellt werden, obgleich die tatsächliche Belastung des Brückenteils unter dem Straßenbahnkörper der rechnerischen Belastung sehr nahe kommt. Der Tangens des Verdrehungswinkels zwischen Stütze und Überbau infolge Formänderungen des Bauwerkes errechnete sich im vorliegenden Fall zu $^1/_{100}$, während belgische Versuche ergaben, daß sich selbst, wenn der Tangens des Verdrehungswinkels den Wert $^1/_{50}$ erreichte, an den Betonpendellagern keinerlei schädliche Wirkungen zeigten. Die Gelenke Bauart Freyssinet sind bedeutend wirtschaftlicher als die üblichen Betonfedergelenke, da die Stahlersparnis in gewissen Fällen 70 % ausmacht.

D. Besonderheiten des Standsicherheitsnachweises.

Die Spannbewehrung besteht aus einzelnen Bündeln von je 12 Stück Stahlstäben ϕ 5,15 mm mit einer Festigkeit von 16 500 kg/cm² bei einer Streckgrenze von 14 500 kg/cm² und einer mittleren Bruchdehnung von 7,33 %. Die Bündel wurden mit 10 500 kg/cm² gespannt Der Spannungsabfall im Stahl infolge Schwinden und Kriechen des Betons, wobei als Kriechzahl $\varphi = 2{,}00$ und für Beton $E = 340\,000$ kg/cm² gewählt wurde, ergab sich im Mittel zu 1300 kg/cm², so daß im Endzustand nach Schwinden und Kriechen der Vorspannstahl mit 9200 kg/cm² beansprucht wird. Der 7. Entwurf der Spannbetonrichtlinien empfiehlt, die Spannungen des Vorspannstahles unter Gebrauchslast nicht höher als 75 % der Streckgrenze bzw. 55 % der Bruchgrenze steigen zu lassen, wobei der niedrigere der beiden Werte maßgebend sein soll. Im vorliegenden Falle wäre demnach 55 % der Bruchgrenze = 9100 kg/cm² maßgebend. Da aber bei der verwendeten Stahlsorte der Abstand zwischen der Beanspruchung beim Spannen mit 10 500 kg/cm² und der 0,2-%-Grenze (bei 14 500 kg/cm²) 4000 kg/cm² ausmacht, also sehr groß ist, erschien in diesem Falle eine Abweichung von den Empfehlungen der Richtlinien vertretbar, zumal diese auch als oberen Wert der Beanspruchung des Vorspannstahles 75 % der Streckgrenze zulassen, was bedeutet, daß die Beanspruchung der Spannglieder unter 10 875 kg/cm² liegen muß. Diese Bedingung ist erfüllt.

Statt der Bruchsicherheiten wurden in der Festigkeitsberechnung die Sicherheiten gegen Fließen für die Streckgrenze, genauer 0,2-%-Grenze = 14 500 kg/cm², nachgewiesen. Diese Sicherheiten ergaben sich für das Gesamttragwerk wie folgt:

I. Straßenbrücke:
- a) Einhängeträger 1,86
- b) Auslegerträger 2,49 bei positivem M_{max}
  2,00 bei negativem M an der Stelle der schärfsten Krümmung der Biegelinie
- c) Fahrbahnplatte 3,10

II. Straßenbahnbrücke:
- a) Einhängeträger 1,75
- b) Auslegerträger 2,00 bei positivem M_{max}
  3,80 bei negativem M an der Stelle der schärfsten Krümmung der Biegelinie

Bei Betrachtung der Verkehrslast allein könnte diese für den Straßenteil im Bereich des Einhängeträgers um das 3,2fache, Bereich des Auslegerträgers um das 2,7fache gesteigert werd bis der Bruch eintritt. Die entsprechenden Werte für den T unter den Gleisen sind 2,87 bzw. 2,24.

Wie die nachstehende Tabelle zeigt, sind durch die Vorspannu das Stützenmoment des Kragträgers und das Feldmoment d Koppelträgers infolge Eigengewicht voll ausgeglichen:

Straßenbrücke, Gesamttragwerk.

	Kragträger		Koppelträge
	Feldmoment tm	Stützenmoment tm	tm
Infolge g	+ 37,4	— 672,8	+ 399,2
Infolge p	+ 315,2	— 454,9	+ 402,5
Infolge Vorspannung nach Schwinden und Kriechen	— 107,0	+ 732,6	— 582,0

Straßenbahnbrücke, Gesamttragwerk.

	Kragträger		Koppelträge
	Feldmoment tm	Stützenmoment tm	tm
Infolge g	+ 40,8	— 431,7	+ 315,1
Infolge p	+ 165,1	— 274,0	+ 198,4
Infolge Vorspannung nach Schwinden und Kriechen	— 74,5	+ 408,6	— 394,0

Infolge der guten Anpassung der Spannbewehrung an den Verla der Momente durch äußere Kräfte bleiben die Randspannung des Betons trotz der Schlankheit des Bauwerkes zum Teil erhebli unter den zulässigen Werten.

Die Schnittkräfte des dreizelligen Kastenrahmens unter de Straßenteil wurden in Anlehnung an das von Dr. *Lie* beschriebe Verfahren[1]) der Ermittlung der Einflußlinien von Stabwerken a geometrischem Wege bestimmt.

Bei der Probebelastung wurden die Durchbiegungen des Straße teiles an 20 Stellen, die des Straßenbahnteiles an 10 Stellen n Setzdehnungsmessern gemessen. Zum Zeitpunkt der Probebelastu war der Beton der Auslegerträgerbalken des Straßenteiles 10 l 12 Wochen alt. Auf Grund der Messung bei der Probebelastu wurde der E-Modul dieses Betons im Mittel zu 420 000 kg/c festgestellt.

Der Beton der Unterzüge der Straßenbahnbrücke und der Einhängeträgers im Straßenteil hatte im Zeitpunkt der Dur biegungsmessung ein Alter von 5 bis 8 Wochen. Für diese Te ergab sich ein E-Modul zu rd. 265 000 kg/cm². Die gemessen Durchbiegungen stimmten für beide Bauteile mit den in der Fest keitsberechnung ermittelten Durchbiegungswerten gut überein.

Nach Prof. *Dischinger*[2]) werden bei einem Hohlquerschnitt, dess Fahrbahn seitlich nicht über die Randträger auskragt, infolge großen Torsionssteifigkeit des Querschnittes, auch exzentrisch Brückenlängsachse stehende Lasten auf alle Hauptträger glei mäßig verteilt. Da im vorliegenden Falle die Fahrbahnplatte der Oberstromseite aber weit über den Randträger auskragt, üb dies der Querschnitt sehr niedrig ist (Bilder 3 u. 6), schien ratsam, den Randträger unter der Fahrbahn stärker zu bemess als bei gleichmäßiger Verteilung der Lasten auf die vier Hau träger. Der Lastenzug für diesen Randträger wurde deswegen 20 % schwerer angesetzt als bei gleichmäßiger Verteilung der Last auf alle Hauptträger. Der Zuschlag von 20 % ergab sich aus Ermittlung der Senkung einer Außenkante des Kastenquerschnit infolge eines Verdrehungsmomentes, hervorgerufen durch Belastu am äußersten Rand der Kragplatte. Bei Berechnung als Trägerr ermittelte sich das Verhältnis der Belastung der Innenträger der der Außenträger nicht wie 1 : 1,2, sondern wie 1 : 2,5.

Die Entlastung des Randträgers eines Hohlquerschnittes ist folge seiner Verdrehungssteifigkeit also außerordentlich groß.

Die durch außermittige Laststellung bei der Probebelastung mittelten Durchbiegungen bestätigten die rechnerischen Annahm Bei mittiger Belastung waren die gemessenen Durchbiegungen

[1]) *Kuo-hao Lie*, Ermittlung der Einflußlinien von Stabwerken auf geometrisc Wege. Stahlbau 16 (1943), Heft 12/13, S. 45 ff.

[2]) Taschenbuch für Bauingenieure, S. 1522, 2. Aufl., Berlin 1949, Springer-Ve

a vier Hauptträgern gleich groß, was ein Beweis für die voll-mmen gleichmäßige Lastverteilung und die große Quersteifigkeit dieses niedrigen Kastenquerschnittes ist. Die Anordnung von rträgern in den Mitten der Ausleger- und Einhängeträger ist als zusätzliche konstruktive Maßnahme zu bewerten.

ngaben über Bauausführung und Kosten.

e Überbauten wurden auf einem hölzernen Lehrgerüst beto-t, bestehend aus dem Untergerüst auf Pfahljochen und dem als bengerüst ausgebildeten Obergerüst mit zwichengeschalteten ltöpfen. Für die Pendelrahmen und Überbauten war Beton 0 vorgechrieben, für die Betongelenke B 450 mit einem Zement-lt von 300 kg/m³ bzw. 450 kg/m³ Beton. Um eine hohe An-sfestigkeit des Betons zu erreichen, wurde für den Beton B 300 ent Z 325 verwendet; denn zur Beschleunigung der Bauaus-ung sollte spätestens 7 Tage nach dem Betonieren die Vor-mkraft eingeleitet werden, was eine Mindestfetigkeit des ns von 240 kg/cm² voraussetzte.

s Zuschlagstoff wurde Rheinkies der Kornstufen 0/7 mm, mm und 15/30 mm verwendet. Die Sieblinie des Gesamt-sches der in einem bestimmten Gewichtsverhältnis zugegebenen elkornstufen lag zwischen den Linien D und E der DIN 1045, im besonders guten Bereich. Der mit einem Wasserzement-or von 0,60 bis 0,66 eingebrachte Beton wurde durch Innen-er verdichtet. Sein Ausbreitmaß lag zwischen 36 und 38 cm.

e Würfelfestigkeiten betrugen nach Tagen 343 kg/cm² bis 457 kg/cm², Zeit des Aufbringens der Vorspann-t 251 kg/cm² bis 341 kg/cm². Der n der Gelenke wurde mit 450 kg ent Z 225 angemacht, erhielt einen tz von Basaltsplitt und erreichte 28 Tagen eine Würfelfestigkeit 575 kg/cm², gefordert waren kg/cm².

e bisher allgemein übliche Befesti-von eisernen Brückengeländern im ms verursacht trotz Anordnung von egungsfugen im Handlauf und in der eiste häufig Risse im Gesims an den en, an denen die Pfosten im Gesims elassen sind. Um diesen Mangel zu itigen, wurde eine Geländerveranke-gemäß Bild 10 ihlt. Hiernach ist Geländerpfosten n die ganze Gesims-hindurchgesteckt mit einer Blech-am unteren Ende ngeben, die dem ten genügend Be-ngsfreiheit läßt, Dehnungen und Ver-ungen des Gelän-infolge Tempera-Unterschiedes mit-achen, ohne auf den ebenden Beton zu ken.

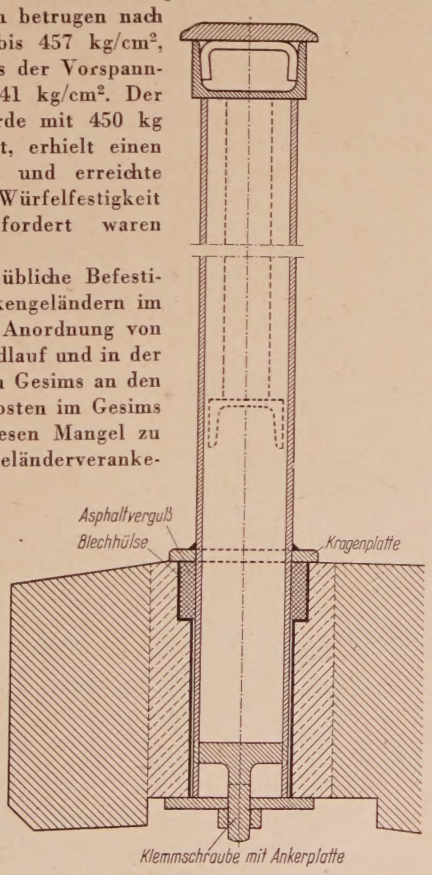


Bild 10. Geländerverankerung

n jedem Pfosten ist in Höhe der Gesimsoberkante ein Kragen schweißt, über den sich das Geländer auf das Gesims abstützt. Hilfe von Ankerplatte und Klemmschraube an der Gesims-rseite ist das Geländer in Längs- und senkrechter Richtung am ms festgehalten. Zum Schutz des Pfostenfußes gegen etwa r der Kragenplatte eindringende Feuchtigkeit ist der obere Teil Blechhülse stark erweitert und mit Asphalt vergossen. Die achtung hat ergeben, daß diese Art der Geländerbefestigung Ansprüchen genügt und unschöne und auch schädliche Risse im ms nicht auftraten.

er Bedarf an Baustoffen für die Überbauten und Pendelrahmen, ei die Massen für die Widerlager und Gründungskörper nicht einbezogen sind, umgerechnet auf 1 m² Brückenfläche ist aus nachstehender Tafel ersichtlich:

	Straßenteil	Straßenbahnteil
Beton	0,44 m³	0,43 m³
Schalung	2,52 m²	1,60 m²
Vorspannstahl	21 kg	14 kg
Betonstahl I	41 kg	31 kg

Die Fundamente der Pendelrahmen und die Widerlager erforderten auf 1 m² Brückenfläche 0,70 m³ Beton und 14 kg Rundstahl.

Die Gesamtbaukosten der Brücke unter Absetzung der Kosten für die normalerweise sonst wegfallenden Dichtungströge und Sicherungsspundwände betrugen rd. 350 000 DM, umgerechnet auf 1 m² Brückenfläche = 370 DM/m². Die Gründungskörper sind an diesen Kosten mit rd. 112 DM/m², die Überbauten einschl. Pendelrahmen mit rd. 258 DM/m² beteiligt.

Die Ausschreibung und Abrechnung der Arbeiten hat gezeigt, daß bei den vorliegenden Stützweiten die Ausführung der Überbauten und Stützen in Stahl, gleichgültig ob mit oder ohne Verbund mit einer Stahlbetonfahrbahnplatte, um etwa 30 bis 40% teurer ist, als die Ausführung in vorgespanntem Stahlbeton, selbst bei Berechnung des Stahlüberbaues als Trägerrost. Ferner hat sich ergeben, daß die Quervorspannung eines Hohlkastenquerschnittes mit einer 11,27 m breiten Fahrbahnplatte zwecks Ersparung der sonst üblichen Abdichtung mit Schutzbeton über der Fahrbahntafel keine geldlichen Vorteile gegenüber der Abdichtung mit sich bringt.

Die Kosten der Quervorspannung und der Abdichtung mit Schutzbeton waren annähernd gleich. Das rührt einmal daher, daß bei einem Hohlkastenquerschnitt auch die untere Platte vorgespannt werden muß, wenn die obere Platte Quervorspannung erhält und zum anderen, daß bei der 11,27 m breiten oberen und der nur 7,94 m breiten unteren Platte die einzelnen Querbündel verhältnismäßig kurz sind, der Arbeitsaufwand für die Herstellung, den Einbau und das Anspannen kurzer und langer Bündel aber ungefähr gleich ist, so daß, auf den Tonnenpreis bezogen, kurze Bündel teurer werden als lange.

Hinzu kommt noch, daß die Querbündel an den Kreuzungspunkten mit den Längsbündeln sehr sorgfältig mit ausreichendem senkrechtem Abstand zwischen den Bündeln verlegt werden müssen, was alles dazu beiträgt, daß bei der vorliegenden Breite des Straßenteiles sich die an Abdichtung und Schutzbeton ersparten Kosten mit den Aufwendungen für die Quervorspannung aufheben. Daraus folgt, daß nur breitere Hohlkastenbrücken als die hier beschriebene einen geldlichen Vorteil durch Quervorspannung erwarten lassen, solange die jetzigen Verhältnisse zwischen Stoffpreisen und Löhnen bestehen bleiben.

F. Schlußbemerkungen.

Berechnung und Ausführung von Spannbetonbauten sind noch in lebhafter Entwicklung begriffen. Hierin ist wohl auch der Grund zu suchen, weswegen noch keine zusammenfassende deutsche Darstellung dieser Bauart in Buchform erschienen ist. Der Fachkollege, der sich über das Wesen dieser Materie unterrichten will, ist auf Einzelabhandlungen in Zeitschriften und Handbüchern angewiesen, wobei letztere wegen der Unmöglichkeit, sie in kurzen Zeitabständen, entsprechend der Entwicklung des behandelten Stoffes, neu aufzulegen, unter dem Mangel einseitiger oder überholter Darstellung leiden.

Es sei deshalb an dieser Stelle zum Ausdruck gebracht, daß die Niddabrücke Nied-Höchst bisher keinen Anlaß zu Beanstandungen gegeben hat, mit solchen auch nicht mehr zu rechnen ist. Das ist ein Beweis dafür, daß der vorgespannte Beton, System Freyssinet-Wayss & Freytag, die Erwartungen des Bauherrn erfüllt. Wie schon vorher betont, bereitet es bei diesem System keinerlei Schwierigkeiten, die Vorspannglieder dem Verlauf der Momente und den Zugspannungstrajektorien des durchlaufenden Trägers anzupassen. Die nach der Bauweise Freyssinet-Wayss & Freytag errichtete Niddabrücke Nied-Höchst ist konstruktiv in Ordnung, wirtschaftlich vorteilhaft und fügt sich mit ihrer feingliedrigen, einfachen und schlichten äußeren Formgebung sehr gut in die grüne Niederungslandschaft ein.

Grundsätzliches zum Vorspannen von Flächentragwerken.

Von Dr.-Ing. **Gotthard Franz**, Bad Vilbel.

Der Verfasser hat kürzlich[1]) einige Gesichtspunkte zusammengestellt, die beim Vorspannen von Balken, d. h. Tragwerken mit einachsigem Spannungszustand, zu beachten sind. Im folgenden sollen diese Betrachtungen auf zweiachsig beanspruchte Tragwerke erweitert werden, wobei wir uns auf qualitative Näherungen und Andeutungen des genauen Rechnungsganges beschränken, um uns ein Bild von den teilweise recht verwickelten Zusammenhängen zu verschaffen.

Wir wollen zunächst untersuchen, wie ein solches Tragwerk wirkt, und knüpfen an die Vereinigung von 2 sich rechtwinklig kreuzenden Balkenscharen an, die als Trägerrost bezeichnet werden. Dieser nimmt eine Mittelstellung zwischen den ein- und zweidimensionalen Tragwerken ein.

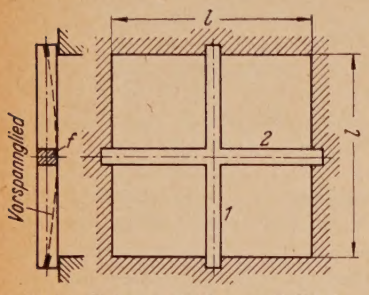


Bild 1. Einfachster Balkenrost, Balken 1 mit parabolischem Spannglied.

Im einfachsten Fall sollen 2 frei aufliegende, gleich lange, vorgespannte Balken (Bild 1) eine gleichförmig verteilte Belastung tragen. Werden beide Balken gleichzeitig und gleich hoch vorgespannt, so beeinflussen sie sich selbstverständlich nicht. Wenn man jedoch mit Balken 1 allein beginnt und in ihm mit einem parabolisch verlaufenden Spannglied das Moment M_{vo} in der Mitte erzeugt, so würde er sich in der Mitte um

$$f_o = \frac{M_{vo}\, l^2}{9{,}6\, EJ}$$

aufwölben, wenn nicht der Widerstand des Balkens 2 eine Verminderung der Aufbiegung bewirkte. Die Koppelkraft X zwischen beiden Balken läßt sich aus der Gleichsetzung der Durchbiegungen beider Balken berechnen. Ist $f_1 = \frac{1 \cdot l^3}{48\, EJ}$ die Durchbiegung eines Balkens infolge $X = 1$, so ist

$$X = \frac{f_o}{2 f_1} = \frac{M_{vo}}{0{,}4\, l}.$$

Also ist das Mittelmoment

des Balkens 2: $M_{m2} = X \frac{l}{4} = \frac{M_{vo}}{1{,}6} = 0{,}625\, M_{vo}$,

des Balkens 1: $M_{m1} = M_{vo}\left(1 - \frac{1}{1{,}6}\right) = 0{,}375\, M_{vo}$.

Die Vorspannmomente und Stützkräfte der Balken sind aus Bild 2 ersichtlich.

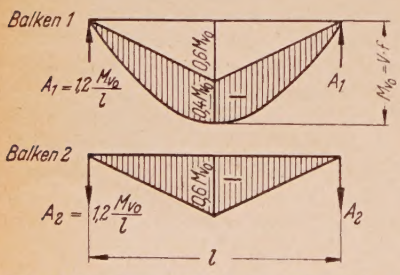


Bild 2. Biegungsmomente in den beiden Balken infolge Vorspannung.

Wir stellen als Ergebnis fest:

1. Man spannt mit dem einen (aktiven) auch den anderen (passiven) Balken vor, verliert dabei aber bei ersterem einen beachtlichen Teil der Vorspannwirkung.
2. Die zentrische Längskraft infolge Vorspannung verbleibt voll dem aktiven Balken.
3. Die Vorspannmomente verteilen sich nicht gleichmäßig auf beide Balken wie bei einer mittigen Belastung, die ja in beiden gleich große Momente erzeugen würde.
4. Während durch das Vorspannen eines Einzelbalkens keine Stützkräfte entstehen, sind diese für den Trägerrost nicht mehr gleich Null, bilden aber zusammen eine Gleichgewichtsgruppe.

Diese Erscheinungen werden wir bei allen zweiachsigen Systemen wiederfinden. Beispielsweise verhält sich ein Rost aus mehreren Balken in der einen und einem Balken in der anderen Richtung, wenn nur die Balken 1 und 2 vorgespannt werden, wie in Bild 3 dar gestellt.

Die Verhältnisse bei mehreren Balken in jeder Richtung sind i Bild 4 skizziert, das bereits über das Verhalten von Platten Aufschluß gibt. Es ist zu ersehen, daß die Vorspannung der aktive

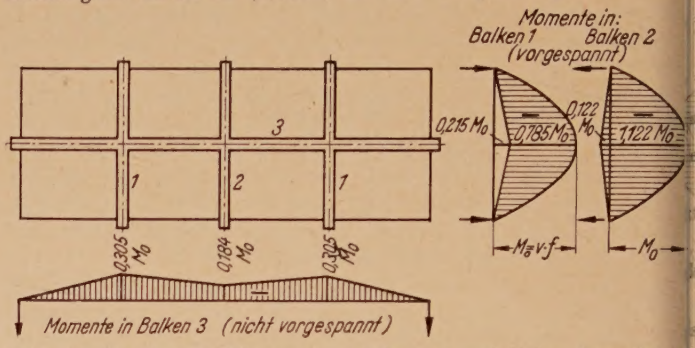


Bild 3. Allseitig gelagerter Balkenrost, kurze Balken mit parabolischem Spannglied.

Balken 1, 2 und 3 um so mehr behindert wird, je näher sie der Rande 0 liegen. Bei der Berechnung solcher Roste kann man näherungsweise nach [11] verfahren, wobei die Leibungsdrücke der Spannglieder als Belastung für den Rost einzuführen sind.

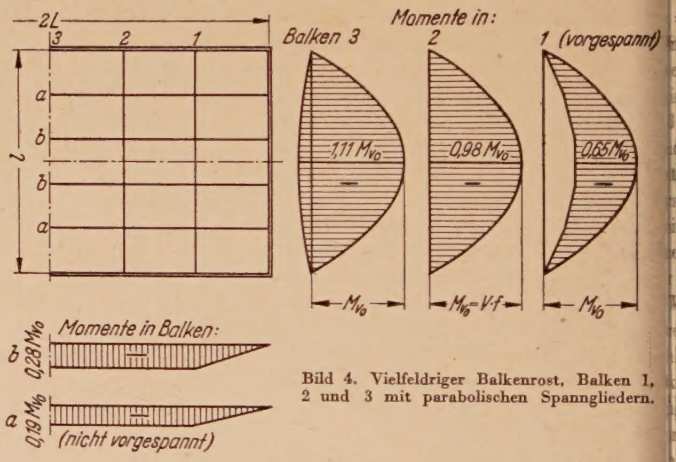
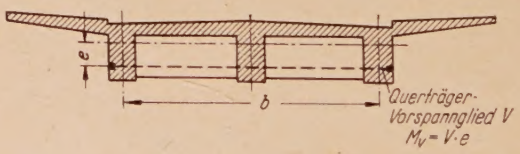


Bild 4. Vielfeldriger Balkenrost, Balken 1, 2 und 3 mit parabolischen Spanngliedern.

Besonders zu erwähnen sind noch die nur auf 2 Seiten aufliegende Trägerroste, wie sie für Brücken oft verwendet und dabei mitunter als „Kreuzwerke" bezeichnet werden, obgleich dieser Name an



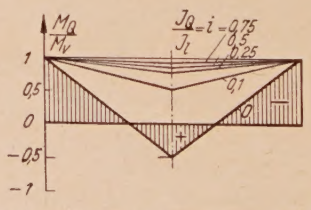


Bild 5. Straßenbrücke mit 3 Hauptträgern und vorgespanntem Mittelquerträger; Querträgermomente infolge Vorspannung abhängig vom Verhältnis der Trägheitsmomente.

ehesten noch den allseiti aufgelagerten Rosten zu käme, bei denen sich gleich berechtigte Glieder kreuzen Auch hier werden durch di Vorspannung der eine Gruppe von Balken Mo mente in der anderen er zeugt, über die man sich Rechenschaft geben muß Beispielsweise könnte ma bei der Brücke (Bild 5) der Querträger, der vorwiegend positive Momente erhält, allein an der Unterseite vorspannen. Er würde dadurch eine nach unten hohle Krümmung bekommen und somit die mittleren Hauptträger anheben und die äußeren niederdrücken. Man erzeugte auf dies Weise in ersteren negative und in letzteren positive Zusatz

[1]) B. u. St. 47 (1952), Heft 6, S. 137 ff.

mente, über deren Größenordnung folgendes Beispiel Aus-
ft gibt:

= Reaktion zwischen mittlerem Hauptträger und Querträger,

= $V \cdot e$ Vorspannmoment des Querträgers,

$= \dfrac{M_v\, b^2}{8\, E J_q}$ für gerades Spannglied,

$= \dfrac{M_v\, b^2}{9{,}6\, E J_q}$ für parabolisch gekrümmtes Spannglied,

$= \dfrac{b^3}{48\, E J_q}\left(1 + 1{,}5\, \dfrac{l^3}{b^3}\, \dfrac{J_q}{J_l}\right) = \dfrac{b^3}{48\, E J_q}(1 + z),$

$= \dfrac{6\, M_v}{b}\, \dfrac{1}{1 + z}$ bei geradem Spannglied.

atzmomente in Mitte

erträger: $M_{qx} = X_1 \dfrac{b}{4} = \dfrac{3}{2} M_v \dfrac{1}{1 + z},$

tlerer Hauptträger: $M_{lm} = X_1 \dfrac{l}{4} = \dfrac{3}{2} M_v \dfrac{1}{1 + z} \dfrac{l}{b} = M_{qx} \dfrac{l}{b},$

erer Hauptträger: $M_{la} = \dfrac{X_1}{2} \dfrac{l}{4} = \dfrac{1}{2} M_{lm}.$

spiel: $l = 20, \quad b = 8, \quad \dfrac{J_q}{J_l} = i, \quad z = 1{,}5\, \dfrac{20^3}{8^3}\, i = 23{,}5\, i.$

nzwerte:

$= \infty$, $i = 0$: Hauptträger starr, $M_{qx} = \dfrac{3}{2} M_v$; Gesamtmoment

Querträgermitte: $M_{qm} = -\dfrac{1}{2} M_v.$

$= \infty$, $i = \infty$: Querträger starr, $X_1 = 0$; $M_{qx} = 0$; $M_q = M_v$;
$= 0$. Momente M_q für $J_q \ll J_l$, d. h. $0 < i < 1$ vgl. Bild 5.

n wird lieber leicht übersehbare Verhältnisse schaffen und die erträger nur zentrisch vorspannen, um so mehr als sie ohnehin st Wechselbeanspruchung erleiden. Dabei ist natürlich Bedingung, die Fahrbahnplatte mit der gleichen mittleren Spannung ge-ckt wird, um die gleiche Verkürzung wie der Querträger zu er-cen. Andererseits wird man die Hauptträger möglichst derart spannen, daß alle die gleiche Aufwölbung unter Eigengewicht tzen, da man sonst wiederum Zusatzbeanspruchungen in den erträgern hervorruft und die beabsichtigte Verschiedenheit in Vorspannung der einzelnen Hauptbalken nicht erreicht wird.

Wir müssen noch einen Umstand erwähnen, der bei dieser mittel-en Vorspannung zu berücksichtigen ist, und zwar die Spannungs-lagerung durch Kriechen des Betons. Nach den bisherigen enntnissen besteht das Kriechen in einer langsamen Vergröße-g der elastischen Verformungen und ist proportional zu diesen. n ergeben sich die vorstehend ermittelten Momentenbilder für Vorspannzustand alle aus Elastizitätsgleichungen, bei deren lösung E herausfällt. Infolgedessen sind sie unabhängig von der ße dieses Faktors, und auch das Kriechen, das eine zeitliche Ver-erung von E bedeutet, kann dieser Kräfteverteilung nichts an-en. Alle Formänderungen wachsen mit der Zeit proportional zu Anfangsspannungen, so daß auch bei statisch unbestimmten temen keine zusätzliche Zwängung eintritt. Die Vorspannung s Tragwerkes wird daher nur insoweit vom Betonkriechen be-rt, als die Stahlspannung infolge der langsamen Stauchung des gebenden Betons sinkt, was ja stets in der üblichen Weise ab-chätzt und berücksichtigt wird. Lediglich Schnittkräfte aus eren Einflüssen, wie Stützensenkungen, Veränderungen des tischen Systems, willkürliche Beeinflussung der Stützkräfte, ängungskräfte infolge Schwinden, künstlich aufgebrachte Bie-gsmomente oder Längskräfte in einzelnen Querschnitten usw., den durch Kriechen in erheblichem Maße abgebaut, da sich hier-Ausdrücke für die Zusatzkräfte ergeben, die mit E behaftet sind l daher sich mit diesem ändern. Diesen Sachverhalt haben wir eits im ersten Teil für Balken und Rahmen kennengelernt. Er ebenso für zwei- und dreiachsige Spannungszustände, also auch alle Flächentragwerke.

Wir wenden uns nun den eigentlichen zweidimensionalen, konti-erlichen Tragwerken zu.

Platten.

Plattenstreifen ∞ lang.

Als Brückenfahrbahnen werden heute vielfach Platten angewandt, unmittelbar auf den Hauptträgern aufliegen und, von den Enden esehen, als unendlich lange Plattenstreifen berechnet werden können. Die Biegungsmomente infolge jeder Art von Belastung können mit Hilfe der Tafelwerke von *Bittner* [6], *Olsen-Reinitzhuber* [14] oder *Pucher* [16] ermittelt werden. Diese wurden neuerdings für die in DIN 1072 genormten Straßenfahrzeuge von *Rüsch* [17] ausgewertet. Fast alle Tafeln sind nun ohne Berücksichtigung der Wirkung der Querdehnung des Betons aufgestellt, so daß in der Berechnungsvorschrift für Brücken DIN 1075 die näherungsweise Berücksichtigung der daraus folgenden Biegungsmomente νM_x in der Längsrichtung y der Platte außer den M_y vorgeschrieben ist. Eine entsprechende Vermehrung der M_x um νM_y tritt nicht ein, da die Verformung in x-Richtung nicht behindert wird.

Wenn wir nun einen derartigen frei aufliegenden Plattenstreifen mit gekrümmten Spanngliedern, die gleichmäßig über seine ganze Länge verteilt sind, quer vorspannen, so erzeugen wir ebenso außer den beabsichtigten M_x Momente $M_y = \nu M_x$, welche den M_y aus Verkehrslast entgegenwirken. Wir sparen also durch diese Überlegung an „schlaffer" Bewehrung in der Längsrichtung, durch welche die M_y meist aufgenommen werden. Beispielsweise seien mit $\nu = \dfrac{1}{6}$ für die Platte Bild 6 berechnet:

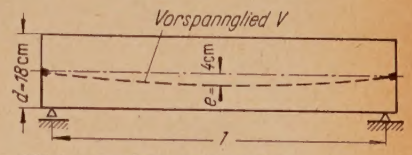


Bild 6. Querschnitt durch zweiseitig gelagerten Plattenstreifen mit parabolischen Spanngliedern.

$M_{gx} = 0{,}6$ tm, $\qquad M_{gy} = \dfrac{1}{6}\, 0{,}6 = 0{,}1$ tm,

$M_{px} = 2{,}4$ tm, $\qquad M_{py} = 0{,}8 + \dfrac{1}{6}\, 2{,}4 = 1{,}2$ tm,

$M_{qx} = 0{,}6 + 2{,}4 = 3{,}0$ tm, $\qquad M_{qy} = 0{,}1 + 1{,}2 = 1{,}3$ tm,

$\sigma_{qx} = \pm 55$ kg/cm², $\qquad \sigma_{qy} = \pm 34$ kg/cm²

und die erf. Vorspannung aus der Beziehung $\left(\text{Kernweite } k = \dfrac{d}{6} = 3{,}0 \text{ cm}\right)$: $\sigma^u_{vx} = \dfrac{V}{F}\left(1 + \dfrac{e}{k}\right) = \dfrac{V}{F}\left(1 + \dfrac{4}{3}\right) = 2{,}33\, \dfrac{V}{1800} = -\sigma^u_{qx} = 55$ kg/cm²; $V = 42\,000$ kg/m.

Die durch den zentrischen Anteil der Vorspannkraft V erzeugte Querdehnung reicht über die ganze Breite des Plattenstreifens, wird daher nur wenig behindert. Der Biegungsanteil muß aber als durch die Auflagerung der Platte voll behindert gelten, da die Platte in Längsrichtung gerade bleiben soll und liefert

$$\sigma_{vy} = 55\, \frac{4/3}{1 + 4/3} \cdot \frac{1}{6} = 5 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Biegungsspannungen in Richtung y: $\sigma_{qy} = 34$ kg/cm² werden daher etwa um 15% durch die Querdehnung vermindert.

In beiden Richtungen schlaff bewehrte Platten gewähren diesen Vorteil nicht. Daher empfiehlt es sich stets, die Wirkung der Querdehnung bei Vorspannung zu berücksichtigen.

Mitunter werden derartige Plattenstreifen zusätzlich örtlich belastet. Man würde an diesen Stellen eine schlaffe Bewehrung enger legen und sich mit einer genäherten Verteilbreite begnügen. Bei einer vorgespannten Platte ist jedoch zu beachten, daß die Wirkung der Spannglieder in 2 Teile zerlegt werden muß:

a) die Längskraft infolge der Verankerung (die wir zunächst in der halben Höhe liegend, also zentrisch wirkend, annehmen) und
b) die Leibungsdrücke der gekrümmten Spannglieder. Sie lassen sich ohne weiteres in der gewünschten Weise konzentrieren (Bild 7).

Man sieht unmittelbar, daß die Leibungskräfte mit der Auflast ohne zusätzliche Verformungen ins Gleichgewicht gebracht werden können. Dies entspricht der „formtreuen Vorspannung", sofern es sich um ständige Last handelt. Im Vorspannzustand für eine veränderliche Last, also ohne Streifenlast, verteilen sich die Momente infolge der Leibungskräfte ebenso wie diejenigen aus der Streifenlast, so daß sie aus Tafeln [6] entnommen werden können.

Anders die Wirkung der Längskraft: Sie verteilt sich in beiden Fällen unabhängig von der Last rasch in der Längsrichtung der Platte, so daß an der Stelle der größten Beanspruchungen in Plattenmitte nicht mehr viel von ihr übrig ist [20, S. 331]. Das Verhältnis der Spannungen in Richtung x infolge Längskraft und Biegung (Leibungsdruck) ändert sich also von Querschnitt zu Querschnitt. Nur unter Berücksichtigung dieser Verteilung kann die Wirkung einer lokalen Vorspannung beurteilt werden.

1.2 *Plattenstreifen, einseitig ∞ lang.*

Eine ähnliche Erscheinung ist an dem ungestützten Endrand des Plattenstreifens zu beobachten. Bei gleichförmiger Belastung verschwindet dort die Wirkung der Querdehnung mangels Behinderung der Formänderung, und daraus folgt eine geringe Vergrößerung der M_x [14, I, S. 106]. Ebenso geht es auch der Wirkung einer gleichförmigen Vorspannung, so daß man sich bei beiden nicht um den Endeinfluß zu kümmern braucht. Wenn jedoch eine Linien- oder Einzellast dort angreift, tritt eine erhebliche Häufung der Momente am Rande auf (Bild 8) [14 I, S. 107; II, S. 151].

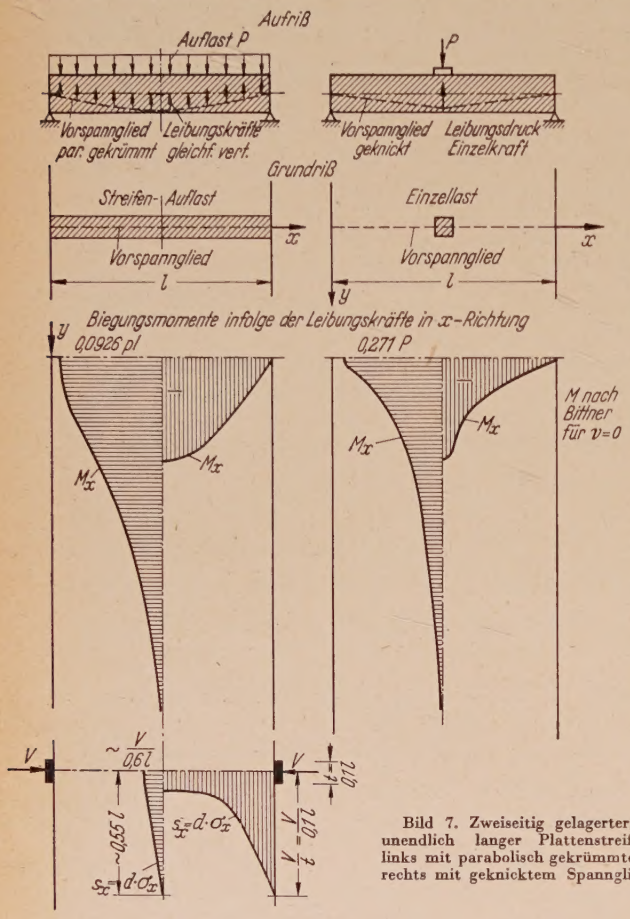


Bild 7. Zweiseitig gelagerter, unendlich langer Plattenstreifen, links mit parabolisch gekrümmtem, rechts mit geknicktem Spannglied.

Entsprechend geführte, zusätzliche Spannglieder können wohl durch Krümmung oder Knickung eine entsprechende örtliche Gegenwirkung senkrecht zur Plattenebene ausüben. Bei der zugehörigen Längskraft in der Plattenebene muß man sich jedoch wieder im klaren sein, daß sie gleich hinter den Ankerkörpern in die Breite läuft und im Mittelschnitt stark vermindert zur Wirkung kommt. (Diagramme nach [5] gelten streng nur für quadratische Platte; Abweichung jedoch geringfügig.)

1.3 *Plattenstreifen, endlich lang.*

Auch bei den jetzt häufig ausgeführten Plattenbrücken mit beschränkter Breite (Bild 9) ist bei der Aufnahme der aus exzentrischer Laststellung herrührenden Längsmomente am Rand, die übrigens meist größer als diejenigen in Plattenmitte sind, durch vorgespannte Bewehrung Vorsicht geboten, denn die Wirkung einer Verankerungskraft läßt sich nicht konzentrieren. Außerdem ruft eine teilweise Verstärkung der Längsbewehrung Querbiegung der Platte hervor.

Bei der Quervorspannung derartiger Platten liegen die Verhältnisse anders, da die senkrechten Komponenten der Verankerungskräfte nicht mehr unmittelbar von einem Auflager aufgenommen werden. Nehmen wir z. B. an, daß wir wegen vorwiegender Belastung des Plattenmittelstreifens positive Momente in der Querrichtung bekommen und deshalb parabolisch gekrümmte Spannglieder, wie in Bild 9 angedeutet, einlegen. Die entsprechende Querbiegung wird durch die Auflagergeraden behindert und daher entstehen Momente in Längsrichtung, die von den Auflagern nach der Mitte zu abklingen. Wir unterteilen diese Untersuchung zweckmäßigerweise wieder in diejenige der Wirkung der Leibungskräfte und die der Verankerungskräfte A und H, weil wir sonst nicht fertig Tafeln benützen könnten. Erstere sind gleichförmig über die ganz Platte verteilt, so daß sie in der Mitte $M_x = -p\frac{l^2}{8}$ verursachen. Für die Momente aus den senkrechten Verankerungskräften

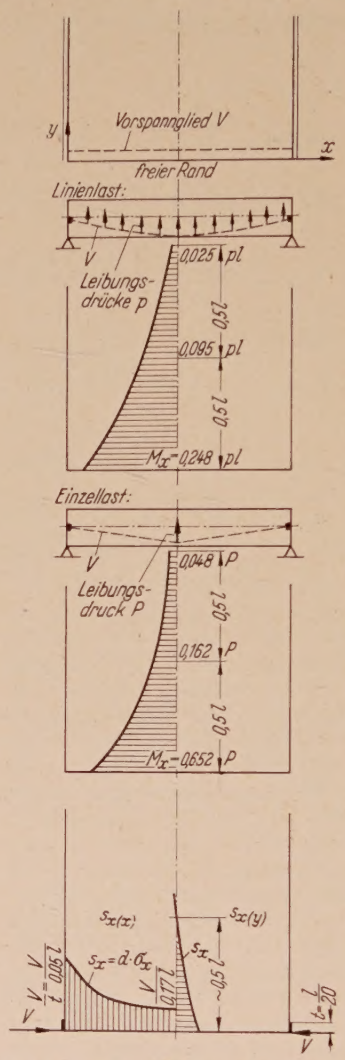


Bild 8. Einseitig, unendlich langer Plattenstreifen mit einzelnem parabolisch gekrümmtem (oben) und geknicktem (unten) Spannglied am Endrand.

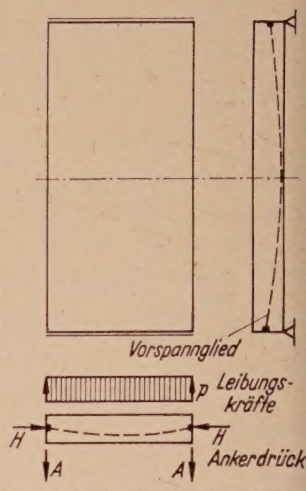


Bild 9. Zweiseitig gelagerte Platte mit parabolischen Spanngliedern in Quer- und Längsrichtung.

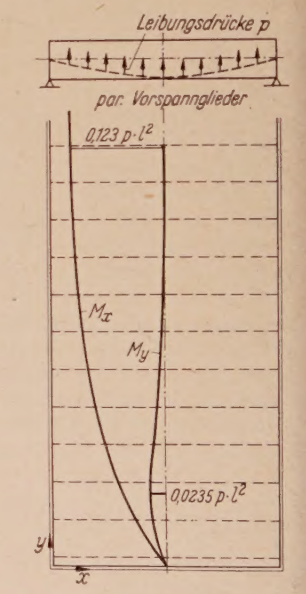


Bild 10. Dreiseitig gelagerter unendlich langer Plattenstreifen mit parabolischen Spanngliedern.

an den Rändern findet man Angaben bei *Olsen-Reinitzhuber* [14 I, S. 107], auch für Exzentrizitätsmomente am Rand, sofern di Anker nicht auf halber Höhe der Platte sitzen. Die horizontale zentrischen Ankerkräfte H allein beeinflussen nur die Querrichtung so daß es am einfachsten ist, sich auf zentrische Quervorspannun zu beschränken, um so mehr, als man ohnehin in Querrichtun meist Wechselmomente aufzunehmen hat. Die Verhältnisse liege hier ähnlich wie bei der früher betrachteten Trägerlage mit Que träger.

1.4 *Dreiseitig gestützter Plattenstreifen.*

Den Übergang zu den allseitig gestützten Rechteckplatten bilde der an einem Endrand gestützte Plattenstreifen. Seine Be anspruchungen aus den Auflasten können ebenfalls aus den er wähnten Tabellenwerken entnommen werden.

Im Falle frei drehbarer Lagerung wird man wieder gleichförmi verteilte, gekrümmte Spannglieder verwenden. Man muß dere Wirkung wieder in diejenige der zentrischen Längskräfte, die durc die Auflager nicht behindert werden sollen, und diejenige der Le bungskräfte zerlegen. Wenn die Spannglieder parabolisch ge krümmt sind, so kommt ihre Wirkung derjenigen einer gleichförmi

eilten aufwärts gerichteten Last gleich und ist somit der Be-
nung leicht zugänglich [6, S. 52; 10, S. 183] (Bild 10).
ir erhalten dann die Vorspannung in der Richtung x aus Längs-
t und Moment, während wir in Richtung y nur Biegungs-
ente und die Querdehnungsanteile νM_x zu berücksichtigen
n. Diese νM_x aus Vorspannung werden im allgemeinen nicht
eichen, um die Lastmomente zu decken. Man wird daher noch
ffe Bewehrung in der Längsrichtung zulegen müssen.

i gerader, exzentri-
r Führung der Spann-
er (Bild 11) fällt die
henlast aus Vorspan-
g fort, und es bleibt
die Untersuchung der
te für ein konstantes
dmoment $M_v = V \cdot e$.
e ist für den endlichen
tenstreifen wohl noch
t streng durchgeführt
len. Man könnte in
r Annäherung am ge-
zten Rand eine gleich-
ig verteilte Reaktion
Auflagers annehmen
H 12), der durch Ein-
räfte in den Ecken
Gleichgewicht gehalten
. Ihre Größe wäre dann
us zu berechnen, daß
Durchbiegung des Ran-
infolge der Randmo-
te M_v:

$$= \frac{M_v l^2}{8 EJ}$$ wieder rück-
gig gemacht wird. In-
q ist am Rand [14,
S. 151] $M_q \cong \frac{q l}{4}$ mit
gefähr parabolischem
auf und daher $q \cong \frac{M_q l^2}{9{,}6\, EJ}$. Die Gleichsetzung liefert:

$$= \delta_v = \frac{M_q l^2}{9{,}6\, EJ} = \frac{M_v l^2}{8\, EJ},$$

$$= 4{,}8 \frac{M_v}{l} = 4{,}8 \frac{e}{l} V_1,$$

dings in der Mitte des Randes

$$_x = - V_1 \cdot e + 0{,}248 \cdot 4{,}8\, V_1 \cdot e = 0{,}19\, V_1 \cdot e \neq 0.$$

it kann das Problem mittels der bekannten Angaben über
Streifenlast am Rande gelöst werden (vgl. Bild 8).
as Ergebnis zeigt, daß die Stützkräfte nach den Ecken zu größer
len müssen, um gleichzeitig Durchbiegung und Moment in der
e des Randes zum Verschwinden zu bringen, etwa in 2. An-
erung nach der gestrichelten Linie für q. Wir wollen nicht weiter
diese Einzelheiten eingehen.
itunter liegt der Plattenstreifen auf einem sehr kräftigen End-
träger auf, der praktisch als starre Einspannung wirkt. Die
daraus ergebenden zusätzlichen Biegungsmomente in der
te in Längs- und Querrichtung sind den genannten Tabellen
ntnehmen, ebenso die Wirkung der Leibungskräfte parabolisch
rümmter Spannglieder als gleichförmig verteilte Last. Die zen-
he Zusammendrückung der Platte wird jedoch am Endrand
indert, so daß dort die Längskraft unwirksam wird. Die genaue
olgung als ebenes Scheibenproblem ist schwierig, da die Ver-
ng der Schubkräfte zwischen Platte und Querträger unbestimmt
Bild 13). Wir vereinfachen die Aufgabe näherungsweise dadurch,
wir diese verteilten Kräfte an jeder Plattenecke zu einer Einzel-
t X_1 zusammenfassen, für welche die Spannungsverteilung und
it die Zusammendrückung der Platte bekannt ist (vgl. Bild 8).
it erhalten wir ein einfach statisch unbestimmtes System, aus
wir die Größe der Festhaltekraft berechnen können. Sie ergibt
folgendermaßen:

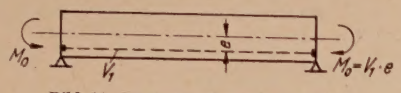


Bild 11. Plattenstreifen mit geradem, exzentrischem Spannglied.

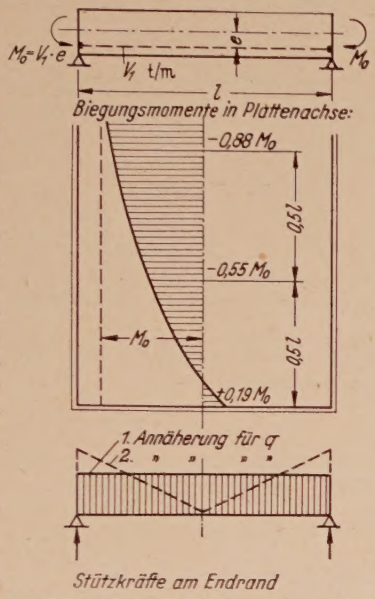


Bild 12. Dreiseitig gelagerter, unendlich langer Plattenstreifen mit geradlinigen Spanngliedern. Biegungsmomente in der Mittelachse.

$$\delta_{10} = \frac{V_1 l}{E d},$$

$$\delta_{11} = \frac{1 l}{E b d},$$

$$X_1 = \frac{V_1 l}{E d} \cdot \frac{E b d}{l} = V_1 b.$$

b: Breite eines Stabes gleicher Dehnung wie der Plattenrand, gleich $\sim 0{,}125\, l$ nach Bild 13.

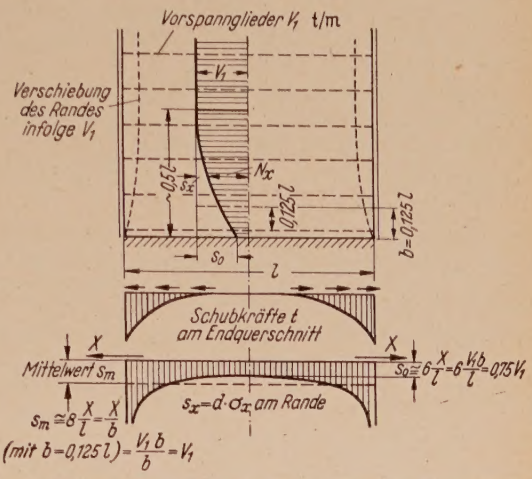


Bild 13. Unendlich langer, an einem Rande starr eingespannter Plattenstreifen, Verlauf der Längskräfte in der Plattenachse.

Von der Längskraftfläche der V_1 geht daher ein Teil gleich dem Rechteck mit der Breite b verloren, wobei sich der Einfluß des starren Auflagers bis etwa 0,5 l bemerkbar macht. Die Überlagerung mit der Vorspannkraft V_1 liefert dann die für die Bemessung in Querrichtung maßgebenden Längskräfte N_x in der Platte wie in Bild 13 dargestellt. Eigentlich sollte am Einspannrand $N_x = 0$ herauskommen. Dieser kleine Schönheitsfehler ist auf die bei unserer Abschätzung zugrunde gelegte Konzentration der Schubkräfte zurückzuführen.

Ähnliche Überlegungen sind anzustellen, wenn eine Streifenplatte abschnittweise, etwa in Verbindung mit Hauptträgern im Freivorbau, hergestellt und vorgespannt wird. Am Berührungsrand mit dem vorhergehenden Stück wird stets ein Teil der neuen Vorspannkraft in jenes abwandern.

Noch wesentlich größer wird der Verlust an Längskraft in der Platte, wenn mehrere Felder nebeneinander liegen, beispielsweise bei einer aufgelösten Stützmauer (Bild 14). Man war hierbei auf den

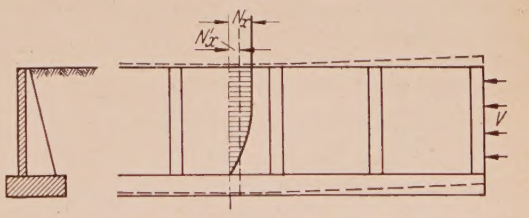


Bild 14. Aufgelöste, mehrfeldrige Stützmauer mit Längsvorspannung.

Gedanken gekommen, diese aus Gründen der Dichtigkeit horizontal entsprechend den Plattenmomenten vorzuspannen. Für ein Einzelfeld hätte sich die Wirkung N_x der Vorspannung V wie angegeben abschätzen lassen. Dann wäre in jedem Feld die Betonspannung am oberen Rand der Mauer erheblich größer als am unteren, so daß diese sich als Ganzes in der angedeuteten Weise aufkrümmen und an den Enden abheben müßte. Dem wirkt aber das Eigengewicht und die Hinterfüllung entgegen, so daß die Wand doch gerade bliebe. Das bedeutet aber, daß die Längsvorspannung sich gleichförmig über den ganzen Querschnitt verteilt, mit anderen Worten: daß die der Platte zugedachte Längskraft zufolge des großen Fundamentquerschnittes zum größten Teil dahin abwandert, so daß nur N_x' übrigbliebe. Eine entsprechende Erhöhung der Vorspannbewehrung würde aber die ganze Konstruktion unwirtschaftlich machen. Außerdem müßte man sich darüber klar sein, daß ein gewisser Anteil der Vorspannkraft durch die Reibung der Sohlfläche in den Boden abgeleitet würde.

2. Rechteckplatten, vierseitig gestützt und in zwei Richtungen vorgespannt.

Die Wirkung der Vorspannung läßt sich auf dem gleichen Wege wie diejenige eines Plattenstreifens untersuchen. Wie beim Trägerrost ist hierbei die gegenseitige Beeinflussung der beiden Vorspannrichtungen aufeinander durch die Bedingung gemeinsamer Durchbiegungen in beiden Richtungen festgelegt. Wir betrachten der Einfachheit halber wieder nur die beiden Grenzfälle parabolisch gekrümmter Spannglieder mit zentrischer Verankerung und gerader exzentrischer Spannglieder.

2,1 *Frei aufliegende Rechteckplatte* (Bild 15).

Wir stellen zunächst fest, daß die Biegungsbeanspruchungen durch die Summe der beiden Leibungsdrücke

$$p_x = \frac{V_x}{R_x} = \frac{8 f_x}{l_x^2} \cdot V_x \text{ und } p_y = \frac{V_y}{R_y} = \frac{8 f_y}{l_y^2} \cdot V_y$$

bestimmt wird. Es ist nun zu fragen, welches Verhältnis der Vorspannkräfte V_x und V_y das Minimum an Bewehrung ergibt. Es ist durchaus denkbar, daß man in einer Richtung allein vorspannt und die dadurch entstehende Aufwölbung durch die Festhaltung an den Rändern genügt, um die Momente auch in der anderen Richtung zu überdrücken, obgleich in dieser keine Längskraft vorhanden ist. Man muß dann aber die 1. Richtung überspannen, sofern man auch in der 2. volle Vorspannung haben will, wie eine einfache Rechnung zeigt. Man kann aber auch jede Richtung so spannen, daß keine gegenseitige Beeinflussung eintritt.

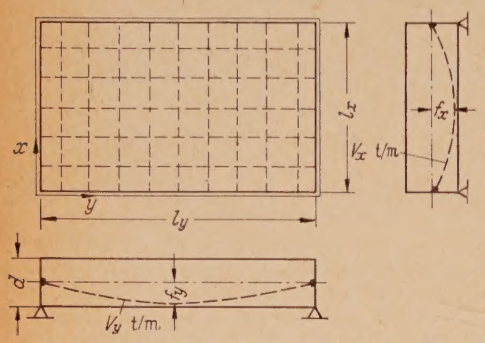


Bild 15. Allseitig frei gelagerte Rechteckplatte mit parabolischen Spanngliedern in beiden Richtungen.

Wir wollen für gleichförmig verteilte Last und volle Vorspannung verschiedene Fälle durchrechnen und hierbei der Einfachheit halber auf die auf *Marcus* zurückgehenden Tabellen in [1, S. 190] benützen. Dabei stellen wir zunächst fest, daß ebenso wie die Biegungsmomente der Platte aus Auflast infolge der Drillungssteifigkeit wesentlich kleiner als die Momente sich kreuzender Balken ausfallen, auch die Vorspannmomente aus den Leibungskräften der Vorspannglieder entsprechend vermindert werden. Es wäre daher falsch, aus der Exzentrizität der Spannglieder ohne weiteres auf deren Biegungswirkung zu schließen.

a) Quadratische Platte $l_x = l_y = 5{,}0$ m, d = 12 cm, gleichförmig belastet mit $q = 1{,}55$ t/m².

$$M_x = M_y = \frac{q l^2}{27} = 1{,}44 \text{ tm/m}, \quad W = 2400 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{qx} = \sigma_{qy} = \pm 60 \text{ kg/cm}^2$$

a, 1) Vorspannkräfte V_x und V_y in beiden Richtungen gleich groß.

Parabelstich $f_x = f_y = 4$ cm.

$$p_x = p_y = 8 \frac{V \cdot f}{l^2} \qquad p = p_x + p_y = 16 \frac{V \cdot f}{l^2},$$

$$M_{vx} = M_{vy} = \frac{p l^2}{27} = \frac{16}{27} V \cdot f = 0{,}59\, V \cdot f,$$

d. h. von $V \cdot f$ kommen nur 59% zur Wirkung. Die Exzentrizität f wird daher in ihrer Wirkung verkleinert auf

$$e = 0{,}59 f = 0{,}59 \cdot 4{,}0 = 2{,}4 \text{ cm}.$$

Die Größe von V wird berechnet aus der Spannungsdeckung

$$\sigma_v^u = \frac{V}{F}\left(1 + \frac{e}{k}\right) = \frac{V}{1200}\left(1 + \frac{2{,}4}{2{,}0}\right) = \frac{V}{546} = -\sigma_q^u = 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = V_x = V_y = 546 \cdot 60 = 32\,700 \text{ kg/m}.$$

Wir wollen uns noch ein ungefähres Bild von der Verteilung der Stützkräfte machen, damit wir gegebenenfalls für eine Verankerung sorgen, um ein Abheben zu verhindern. Insgesamt müssen sie natürlich die Summe 0 ergeben, da keine äußeren Lasten vorhanden sind. Die Eckstützkräfte aus den Drillungsmomenten vernachlässigen wir hierbei.

Die Stützkräfte aus den nach oben gerichteten Leibungskräfte werden, wie bei gleichförmig verteilter Last üblich, durch Au teilung der Lastflächen nach den Winkelhalbierenden ermitte

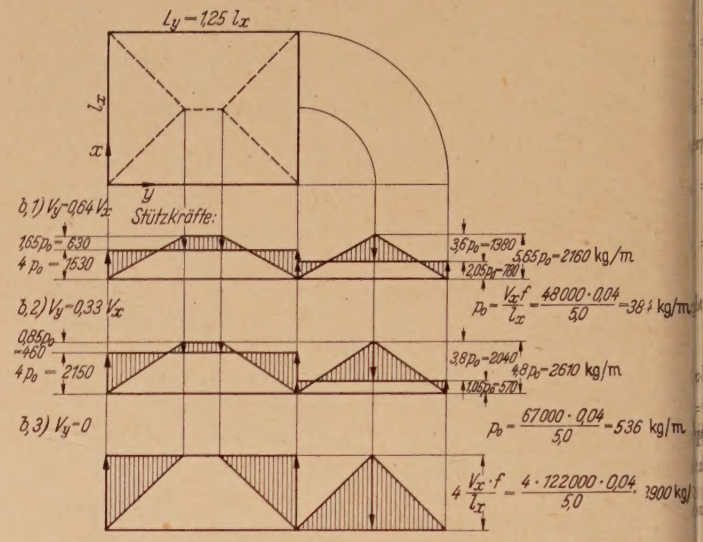


Bild 17. Stützkräfte einer Rechteckplatte mit dem Seitenverhältnis 1 : 1,25 für ve schiedene Verhältnisse der Vorspannung in Längs- und Querrichtung.

(Bild 17). Diesen entgegen wirken die senkrechten Komponente der Verankerungsdrücke

$$p_x \frac{l}{2} = \frac{4 V_x f}{l} \quad \text{und} \quad p_y \frac{l}{2} = \frac{4 V_y f}{l}.$$

Sie sind entsprechend unserer Voraussetzung der Vorspannbewehrun gleichförmig über die ganze Seitenlänge verteilt und im vorliegende Falle beide gleich groß: $p_x \frac{l}{2} = p \frac{l}{4}$.

In der Mitte der Seiten ist die Platte also bestrebt, sich abzu heben. Gegen die Ecken zu ergeben sich gleich große positive Stütz kräfte (Verlauf vgl. Bild 16).

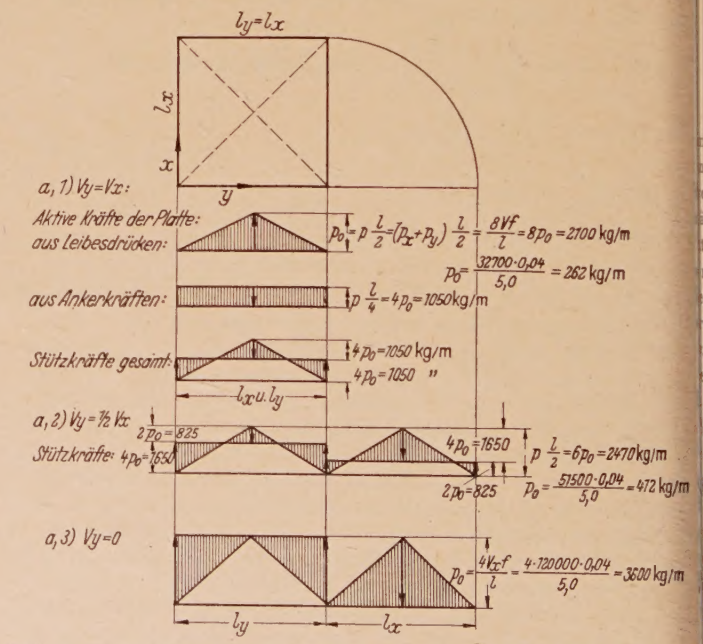


Bild 16. Stützkräfte einer quadratischen Platte infolge Vorspannung für verschieden Verhältnisse der Längs- zur Quervorspannung.

a, 2) Vorspannung in Richtung y halb so groß gewähl wie in Richtung x.

$$V_x = 2\, V_y, \; V_y = 0{,}5\, V_x$$

$$p_x = \frac{8 f}{l^2} V_x = \frac{16 f}{l^2} V_y$$

$$p_y = \frac{8 f}{l^2} V_y = \frac{4 V_x f}{l^2},$$

$$= p_x + p_y = \frac{f}{l^2} V_x (8+4) = 12 \frac{V_x f}{l^2} = \frac{f}{l^2} V_y (16+8) = 24 \frac{V_y f}{l^2}$$

$$= \frac{p l^2}{27} = \frac{12 f}{l^2} V_x \frac{l^2}{27} = 0{,}445\, V_x f; \quad e_x = 0{,}445 \cdot 4{,}0 = 1{,}8 \text{ cm}$$

$$= \frac{V}{1200}\left(1 + \frac{1{,}8}{2{,}0}\right) = \frac{V_x}{630} = -\sigma^u_{qx} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 630 \cdot 60 = 37\,800 \text{ kg/m} \qquad V_y = \frac{V_x}{2} = 18\,900 \text{ kg/m}$$

rprüfung der Spannungsdeckung Richtung y:

$$= \frac{p l^2}{27} = \frac{24 f}{l^2} \cdot V_y \frac{27}{l^2} = 0{,}78\, V_y f; \; e_y = 0{,}89 \cdot 4{,}0 = 3{,}55 \text{ cm}$$

$$= \frac{18\,900}{1200} \cdot \left(1 + \frac{3{,}55}{2{,}0}\right) = 44 \text{ kg/cm}^2 < -\sigma^u_{qy} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

e V müssen daher auf das $\frac{60}{44} = 1{,}36$fache vergrößert werden:

$$V_x = 51\,500 \text{ kg/m} \qquad V_y = 25\,800 \text{ kg/m}.$$

-Richtung erhielte man dann bei Vollast

$60\,(1{,}36 - 1) = 22$ kg/cm² überschießende Druckspannung an Plattenunterseite.

zkräfte aus den

ungskräften: $\frac{p l}{2} = \frac{4 V_x f}{l} + \frac{4 V_y f}{l} = 4 \frac{V_x f}{l}(1 + 0{,}5) = 6 \frac{V_x f}{l}$.

erkräften: $p_x \frac{l}{2} = \frac{4 V_x f}{l}$; $p_y \frac{l}{2} = \frac{4 V_y f}{l} = \frac{2 V_x f}{l}$.

3) Nur Vorspannung in x-Richtung, keine Vorspan-g in y-Richtung.

$$= p_x = \frac{8 V_x f}{l^2}, \quad p_y = 0,$$

$$= M_{vy} = \frac{p l^2}{27} = 0{,}296\, V_x f; \; e_x = e_y = 0{,}296 \cdot 4{,}0 = 1{,}2 \text{ cm}$$

$$= \frac{V_x}{1200}\left(1 + \frac{1{,}2}{2{,}0}\right) = \frac{V_x}{750} = -\sigma^u_{qx} = 60 \text{ kg/cm}^2,$$

$$= 750 \cdot 60 = 45\,000 \text{ kg/m}; \; V_y = 0$$

$$= \frac{V_x e_y}{W} = \frac{45\,000 \cdot 1{,}2}{2400} = 22{,}5 \text{ kg/cm}^2,$$

V_x müßte daher auf das $\frac{60}{22{,}5} = 2{,}65$fache vergrößert werden, um σ^u_{qy} zu decken: $V_x = 2{,}65 \cdot 45\,000 = 120\,000$ kg/m.

In x-Richtung erhielte man dann bei Vollast $\sigma^u_x = 60\,(2{,}65 - 1) = 100$ kg/cm² überschießende Druckspannung.

Stützkräfte aus den

Leibungskräften: $p \frac{l}{2} = \frac{4 V_x f}{l}$,

Ankerkräften: $p_x \frac{l}{2} = \frac{4 V_x f}{l}$,

$p_y \frac{l}{2} = 0$.

(Fortsetzung folgt).

Literatur.

[1] Beton-Kalender. Berlin 1951, Wilh. Ernst & Sohn.
[2] *Beyer*, Die Statik im Eisenbetonbau, 2. Aufl. Berlin 1933, Jul. Springer.
[3] *Bay*, Über den Spannungszustand in hohen Trägern. Stuttgart 1931, Konrad Wittwer.
[4] *Bay*, Die geradlinig gestützte rechteckige Platte mit einer gleichmäßigen Konsolbelastung. Ing. Arch. 1937, S. 4.
[5] *Bay*, Über einige Fragen der Spannungsverteilung in Dreieck- und Rechteckscheiben. Bauingenieur (1938), S. 349.
[6] *Bittner*, Momententafeln und Einflußflächen für kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatten. Berlin 1938, Jul. Springer.
[7] *Dischinger*, Beitrag zur Theorie der Halbscheibe und des wandartigen Balkens. Int. Ver. f. Brücken- u. Hochbau Abh. 1. Bd., 1932, S. 70.
[8] *Gruber*, Berechnung prismatischer Scheibenwerke. Int. Ver. f. Brücken- u. Hochbau Abh. 1. Bd. 1932, S. 225; Abh. 11. Bd. 1951, S. 129; Abh. 12. Bd., 1952, S. 167.
[9] *Flügge*, Statik und Dynamik der Schalen. Berlin 1934, Jul. Springer.
[10] *Girkmann*, Flächentragwerke. Berlin 1948, Springer-Verlag.
[11] *Habel*, Näherungsberechnung von Trägerrostdecken für gleichmäßig verteilte Vollbelastung. B. u. St. 47 (1952), Heft 8, S. 188.
[12] *Marguerre*, Neuere Festigkeitsprobleme des Ingenieurs, darin: *Flügge*, Die Festigkeit von Schalen. Berlin 1950, Springer-Verlag, S. 91.
[13] *Miura*, Spannungskurven in rechteckigen und keilförmigen Trägern. Berlin 1928, Jul. Springer.
[14] *Olsen-Reinitzhuber*, Die zweiseitig gelagerte Platte 1. Bd. Berlin 1944; 2. Bd., Berlin 1951, Wilh. Ernst & Sohn.
[15] *Pflüger*, Einführung in die Schalenstatik. Wolfenbütt. Verl.-Anst. 1948
[16] *Pucher*, Einflußfelder elastischer Platten. Berlin 1951, Springer-Verlag.
[17] *Rüsch*, Berechnungstafeln für Fahrbahntafeln von Straßenbrücken. Berlin 1952, Wilh. Ernst & Sohn.
[18] *Schleicher*, Taschenbuch für Bauingenieure. 2. Aufl. Berlin 1949, Springer-Verlag.
[19] *Swida*, Die Berechnung des Balkens auf elastischer Bettung nach dem Verfahren der anfänglichen Parameter. B. u. St. 46 (1951), Heft 9, S. 208.
[20] *Wyss*, Kraftfelder in festen elastischen Körpern. Berlin 1926, Jul. Springer.

Hebung einer Stahlbetonhalle.

Von Dr.-Ing. Adolf Eppler, Hannover.

n Zuge der Erweiterungsbauten des Eisenbahn-ntralamtes in Minden in den Jahren 1950 und 1951 de eine Kraftfahrzeughalle der früheren Wehrmacht auf dem inde der ehemaligen Beselerkaserne zu einer Reparaturwerk-t für Lokomotiven umgebaut. Die Halle von 195 m Länge und m Breite war durch Trennwände in einzelne Abschnitte auf-ilt. Ihr vorderer 74 m langer Abschnitt sollte für die Werkstätte wendung finden. Die Stahlbetonbinder im Abstand von 7,00 . 7,69 m waren Zweigelenkrahmen in Satteldachform und hatten Spannweite von 21,34 m zwischen den Gelenkmittelpunkten. Hohlsteindachplatte war zwischen Längspfetten 2,12 m gespannt mit 5 cm Bimsbeton als Wärmedämmschicht abgedeckt (Bild 1). lichte Höhe, die in Hallenmitte 5,00 m betrug, reichte für den gesehenen Zweck nicht aus, so daß sich die Notwendigkeit ergab, Halle entweder um 1,7 m zu heben, oder den Hallenboden um gleiche Maß zu senken. Den Abbruch der alten und Bau einer en Halle wollte man der höheren Kosten wegen vermeiden. Die desbahn entschloß sich aus betrieblichen und wirtschaftlichen nden für die Hebung der Halle und ließ sich von einigen diese nicht alltägliche Arbeit in Betracht kommenden Firmen orm einer beschränkten Ausschreibung Vorschläge unterbreiten. s war die Aufgabe gestellt, ein in Spannung befind-hes Tragwerk von seinen Lagern zu lösen und anzu-en, ohne daß sich sein Spannungszustand rend des Hebevorganges wesentlich ändert. Bei einem aufliegenden Balken ist dies einfach zu erreichen, wenn die estellen an den Auflagern angesetzt werden. Ein Rahmen oder en jedoch stützt sich auch waagerecht ab, und seine Auflager-ingungen ändern sich, wenn er von den Fundamenten getrennt l. Aus dem Rahmen entsteht ein frei aufliegender Träger. Es muß dafür gesorgt werden, daß der Abstand der Fußpunkte der Stiele nach der Trennung vom Fundament gewahrt bleibt, entweder durch eine gegenseitige Verankerung oder durch andere geeignete Maßnahmen. Unzulässige Spannungsumlagerungen im Tragwerk während der Hebung können in der Theorie auch dadurch vermieden werden, daß der spannungslose Zustand rekonstruiert wird, der während der Herstellung bestand. Durch eine möglichst satte Unterstützung müßten die Lastdeformationen zum Verschwinden gebracht werden. Die praktische Schwierigkeit liegt aber darin, daß man diese Deformationen nicht genügend genau kennt. Man kann sie weder messen, da die genaue Lage des Binders vor dem Ausschalen unbekannt ist und der Kriecheinfluß nicht exakt erfaßt werden kann, noch kann man sie ausreichend genau errechnen, da das Produkt EJ über die ganze Riegellänge zu unsicher ist. Bekanntlich ist hierbei die Frage, ob die Zugzone gerissen ist, von entscheidendem Einfluß; überdies würde dieses Verfahren eine Meßgenauigkeit erfordern, die über das am Bau mögliche Maß hinausginge. Zum spannungslosen Zustand würde also dieses Verfahren kaum führen können, wenngleich es möglich erscheint, auch mit einfachen Mitteln wenigstens einen Zustand zu erreichen, der sich dem spannungslosen nähert. In jedem Fall aber ist die Zusammenfassung eines Binders und seine Lagerung auf 2 Punkten während der Hebung anzustreben, um einen in der Binderebene statisch bestimmten Hebevorgang zu erzielen.

Diese Forderung in Verbindung mit der Erhaltung des Beanspruchungszustandes führte zum Vorschlag der Huta A. G., der für die Ausführung gewählt wurde (Bild 2). Man ging dabei von der Überlegung aus, daß für die Formänderung eines Rahmens die Momente entscheidend sind, der Einfluß der Normalkräfte aber unerheblich ist. Die Momentenverteilung, die sich unter der Ge-

brauchslast, in diesem Fall Eigengewicht und Dachlast, im Zweigelenkrahmen einstellt, bleibt bei der getroffenen Anordnung erhalten, wenn die Hebekräfte so angesetzt werden, daß sich die Momentennullpunkte im Riegel nicht verschieben. Es muß also sein:

$$-A \cdot x + A \cdot a - G \cdot b - g \cdot \frac{a^2}{2} = 0,$$

$$x = \frac{A \cdot a - G \cdot b - g \cdot \frac{a^2}{2}}{A}.$$

Momentenverteilung der vorhandenen Bewehrung angepaßt wa
Es war der Vorteil des gewählten Hebesystems, daß man dam
praktisch den Spannungszustand innerhalb der zulässigen Grenz
zwischen Eck- und Feldmoment beliebig verschieben konnte. M
dieser willkürlichen Veränderung des Spannungszustandes erg
sich ein geringes Ausweichen des Stielfußes von rechnerisch 1 c
nach außen, dem die Hebevorrichtungen nachgaben. Bei verringerte
Schub konnten die Fundamente unverstärkt bleiben, wodurch ei
Verbilligung gegenüber dem ersten Projekt eintrat, das ihre E
höhung und Verstärkung vorsah. In statischer Beziehung war a

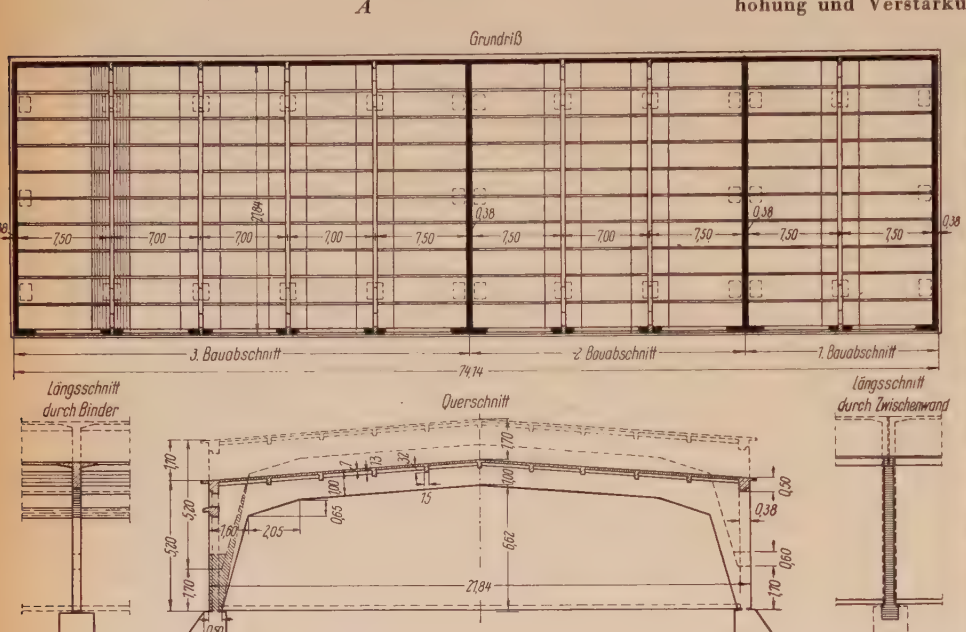


Bild 1.

Bild 3.

Die Gesamtlast ruht auf den beiden Hebevorrichtungen, deren Gegenkraft im Knotenpunkt eines dreiecksförmigen Stabsystems wirkt, welches als innere Fußkonsole gedacht werden kann. So bleibt der Ausdruck $\int \frac{M_x \cdot y \cdot ds}{E \cdot J}$, der die Verformung des

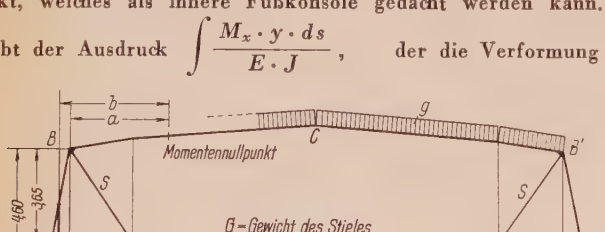


Bild 2.

Rahmens in bezug auf die Verbindungslinie der Fußpunkte der Stiele angibt, unverändert. Dieser Wert ist im tatsächlichen Verschiebungszustand des Zweigelenkrahmens = 0 und bleibt es auch im gelösten System während des Hebevorganges. Die Fußpunkte können bei dieser Anordnung nicht ausweichen.

Sämtliche Binder zeigten jedoch vor der Hebung im Bereich der Ecken von außen nach innen verlaufende Risse, die darauf schließen ließen, daß hier die Stahleinlagen überbeansprucht waren. Eine Nachrechnung bestätigte diese Beobachtung und ergab, daß die Binder in den Ecken zu gering und in Feldmitte zu reichlich bemessen waren. Im Zuge der Hallenhebung wurde dieser Fehler ausgeglichen, ohne daß an der Bewehrung etwas geändert worden wäre. Durch die Vergrößerung der Systemhöhe trat noch keine Verlagerung der Momente im gewünschten Umfange ein, da die Stiele bei ihrer Verlängerung und der geradlinigen Führung ihrer Innenkante auch gleichzeitig verstärkt wurden, wodurch sich ihre Steifigkeit erhöhte. Dabei ermäßigte sich zwar der Horizontalschub, nicht aber das Eckmoment. Die Momente wurden deshalb durch eine Verschiebung der Hebevorrichtungen nach außen beeinflußt. Das Maß der Verschiebung wurde so gewählt, daß im Endzustand die

weichend vom üblichen Rechnungsverfahren vorzugehen. De
Rahmen war durch den Hebevorgang vorgespannt. Dieser Zustan
änderte sich bis zur Erhärtung und Ausschalung des Neubetons de
Stiele nicht und konnte daher im verlängerten System auch kein
Formänderungen und Schnittkräfte erzeugen. Diese traten erst mi
der Entlastung der Hebevorrichtungen ein, was einer umgekehrten Wirkung der Auflagerdrücke an diesen Stellen gleichkommt. Für diesen Belastungsfall war das neue System zu berechnen und seine Wirkung dem Belastungszustand während der Hebung zu überlagern.

Bild 4.

Die Halle wurde in 3 Abschnitten zwischen den vorhandenen Trennwänden angehoben. Der größte Abschnitt war 36,5 m lang. Die Trennwände wurden entfernt und durch freitragende Stahlbetonbinder ersetzt in der gleichen Form wie die angehobenen alten Binder. In Hallenmitte wurde an Stelle der Trennwand ei
Doppelbinder mit Dehnungsfuge eingezogen. Der Auflagerdruck de
Binders durch ständige Last, die während der Hebung allein wirksam
war, betrug 36 t. Demgemäß wurden die Binder mittels Perpetuum
pressen von 50 t Tragkraft gehoben, während unter den Pfetten

den Giebeln und Trennwänden die Anordnung von Spindeln igte. Der Zuganker und die Druckstrebe der inneren Konsole en in einfacher Weise konstruiert. Im Knotenpunkt über der se wurden beide Glieder durch einen entsprechend geformten nen Schuh zusammengefaßt und dort verankert. Der Zuganker and aus Rundstahl 4 ∅ 30, die Druckstrebe aus 2 Rundhölzern 5 cm. Um Ungleichmäßigkeiten bei der Hebung zu vermeiden, de zentimeterweise gehoben, wozu an jeder Hebestelle eine a zum Ablesen angebracht war. Dieses langsame und genau errschte Verfahren war bei der begrenzten elastischen Nachigkeit des Daches nötig. Es mußte vermieden werden, daß an einzelnen Hebestellen der Binder verschieden hohe Kräfte eübt wurden. Dies ist leider zu Beginn der Hebungsarbeiten h ungleichmäßiges Pumpen an einer der hydraulischen Pressen hehen, wobei ein Zuganker riß. An dieser Stelle war eine Überung des Daches um 8 cm festgestellt worden. Dieser Vorfall nte zur Vorsicht und gab Veranlassung, die Überwachung des Hebevorganges zu verbessern und die Zuganker auf die vierfache Sicherheit zu verstärken. Es war darauf zu achten, daß der Manometerdruck an den Pumpen stets dem Auflagerdruck der Binder entsprach. Im weiteren Verlauf der Hebung ergaben sich keine Störungen mehr. Die tägliche Hebeleistung betrug im Durchschnitt 80 cm (Bild 3 und 4).

Dieser Umbau ist ein weiterer schlagender Beweis gegen den von gewisser Seite immer wieder, wie man sieht zu Unrecht, geäußerten Einwand, daß an Stahlbetonbauten keine nachträglichen baulichen Veränderungen vorgenommen werden könnten.

Die Hebung der Halle ist durch die Huta A. G. in Zusammenarbeit mit dem Brückenbüro der Eisenbahndirektion Hannover unter der Leitung von Herrn Oberreichsbahnrat Lemmerhold entworfen und ausgeführt worden. Die örtliche Bauaufsicht wurde durch das für die Erweitungsbauten zuständige Eisenbahn-Betriebsamt Minden unter Leitung von Herrn Reichsbahnrat Rosemeyer ausgeübt.

Bau einer Stahlbetonbogenbrücke über den Isarkanal bei Aufkirchen/Obb. mit Hilfe von Fertigteilen.

Von Dr.-Ing. Rudolf Hemmleb, Stuttgart.

m Sommer 1950 wurde die zerstörte Bogenbrücke über den Kanal Mittleren Isar dicht unterhalb des Kraftwerkes Aufkirchen Her neu errichtet. Die Verwendung von Fertigteilen beim Bau Bogens und die dabei gemachten Erfahrungen geben Veranung, über dies an sich nicht große Bauwerk zu berichten.

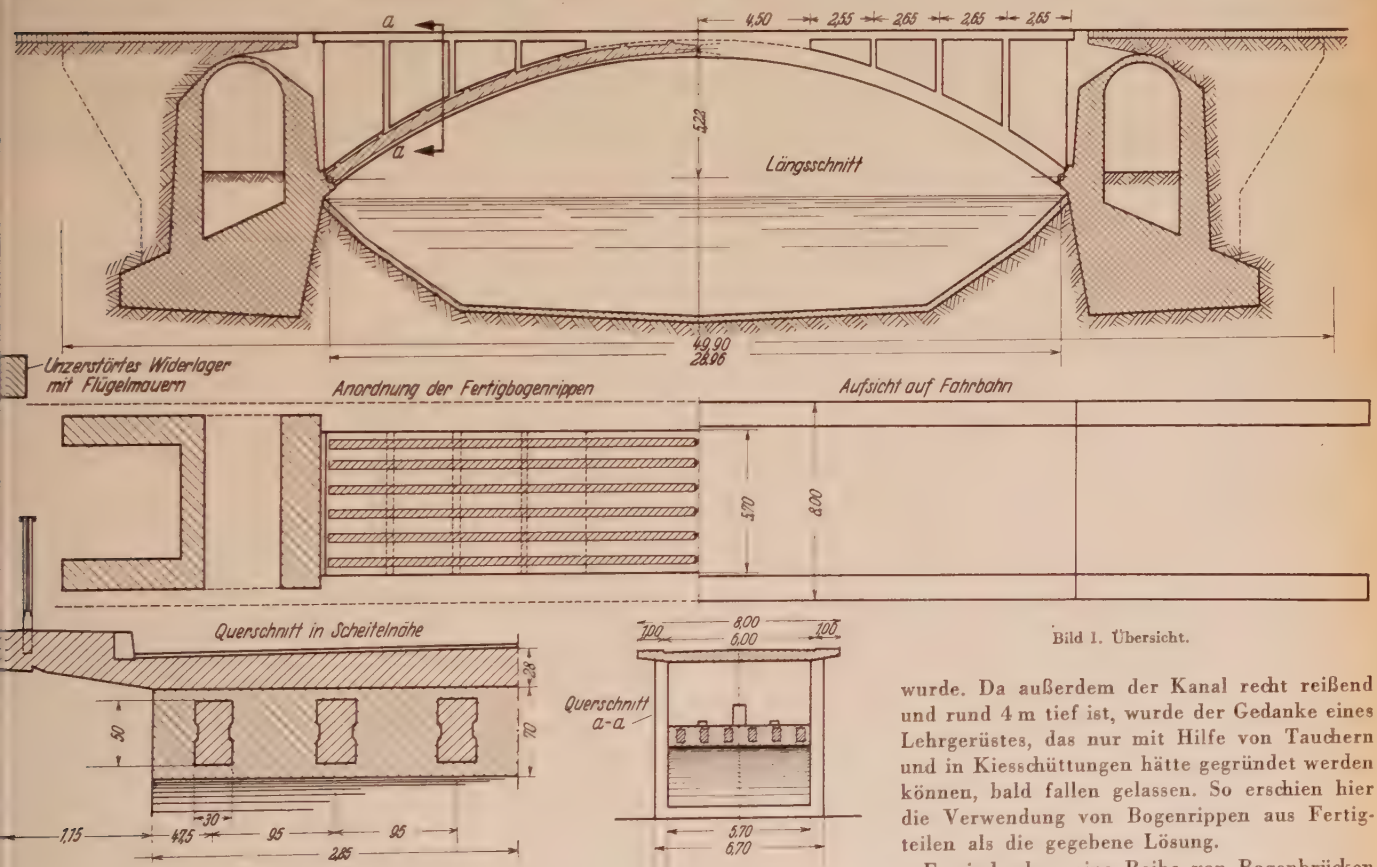


Bild 1. Übersicht.

uftraggeber war die Bayernwerk A. G., München, entwerfende ausführende Firma die Baugesellschaft Gehlen, Kaiserslautern. 1 zeigt das System der Brücke, einen Zweigelenkbogen mit der nnweite $l = 28{,}96$ m und der Pfeilhöhe $f = 5{,}22$ m. Die Fahrnbreite beträgt 6,00 m, dazu kommen noch je zwei Gehwege von m nutzbarer Breite. Der Berechnung war Brückenklasse I mit -Dampfwalze nach der alten Fassung von DIN 1072 zugrunde egen.

ie Widerlager der zerstörten Brücke waren noch vorhanden, ten aber für die neue Fahrbahnbreite durch Gehwegauskragungen verbreitert werden. Die Kämpfer waren für die Auflagerung des Bogens neu herzurichten. Wesentlich für den neuen Entwurf war die Tatsache, daß die Sohle des Isarkanals aus einer dünnen Betonplatte besteht, die nicht durch Rammung beschädigt werden durfte und für die nur eine Belastung von 1 kg/cm² zugelassen wurde. Da außerdem der Kanal recht reißend und rund 4 m tief ist, wurde der Gedanke eines Lehrgerüstes, das nur mit Hilfe von Tauchern und in Kiesschüttungen hätte gegründet werden können, bald fallen gelassen. So erschien hier die Verwendung von Bogenrippen aus Fertigteilen als die gegebene Lösung.

Es sind schon eine Reihe von Bogenbrücken bis zu recht großen Spannweiten mit Fertigteilen errichtet worden (Donaubrücke Neuburg, Moselbrücke Schweich, Lahnbrücke Diez u. a.). In den ersten Jahren nach dem letzten Kriege war die Wahl einer solchen Lösung vor allem durch den Mangel an Bauholz begründet. In anderen Fällen sind es technische Gründe gewesen: Schwierigkeit der Errichtung eines Lehrgerüstes oder der Zwang, einen großen lichten Raum freizuhalten. Hinsichtlich der zu bewältigenden Spannweite sind durch die Gewichte der Fertigteile und die hierfür erforderlichen Hebezeuge Grenzen gesetzt. Die Neuburger Donaubrücke mit Fertigteilen von über 30 t Gewicht ist hier schon eine große Ausnahme.

Im vorliegenden Fall war die Verwendung von Fertigteilen die beste Lösung, da technische und wirtschaftliche Vorteile zusammentrafen. Z. B. wog eine einzelne Bogenrippe nur 6,0 t und konnte noch mit einem einfachen und schnell zu errichtenden Derrick eingebaut werden. Auch wurde die ursprünglich erwogene Errichtung eines Mitteljoches im Kanal zur Montageunterstützung der Bögen im Scheitel fallen gelassen und nur zum Transport ein Schiff mit Hilfsgerüst verwandt.

Die Fertigteile können nun verschiedene Aufgaben beim Aufbau und im endgültigen Zustand des Bogens erfüllen (vgl. Bild 2). Im Fall I besteht der endgültige Bogen nur aus Fertigteilen, die lediglich nach dem Versetzen gewisse Querverbindungen und Versteifungen erhalten. Die andere Möglichkeit (II) ist die, den Fertigteilen im wesentlichen nur die Aufgabe eines Lehrgerüstes zuzuweisen, d. h. dem Bogen die Form zu geben, während sein Hauptquerschnitt an Ort und Stelle betoniert wird. Dabei können die Fertigteile entweder eine geschlossene Untersicht bilden und durch entsprechende Querschnittsform die Schalung für den weiteren Bogenbeton ersparen (IIa) oder ganz im Beton eingebettet werden, wobei die Schalung angehängt werden muß (IIb).

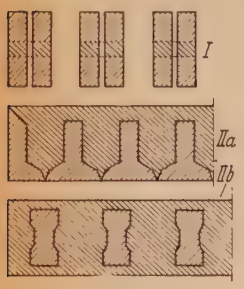


Bild 2.

Jede Lösung hat ihre Vor- und Nachteile, die mit wenigen Worten charakterisiert werden sollen. Lösung I bedingt schwere Fertigteile und einen aufgelösten Bogenquerschnitt, vermeidet aber dafür die durch Kriechen und Schwinden nicht ganz klare Spannungsüberlagerung aus der Verbindung von Fertigteilen mit Ortbeton. Lösung IIa und IIb haben bedeutend leichtere Fertigteile. In IIa ist die Anordnung einer unteren Querbewehrung schwierig, und es besteht eine größere Gefahr des Auftretens von Schwindrissen als bei allseitig umhüllten Fertigteilen. Hier wäre deshalb eine vorgespannte Querbewehrung am Platze. Lösung IIb bietet durch die Betonumhüllung nach allen Seiten glatte Flächen, kann leicht zusätzlich bewehrt werden und hat den Vorteil, daß die Fertigteile symmetrisch zur Schwerachse des Querschnitts und nahe der Nullinie liegen und deshalb nur geringe Zusatzspannungen aus Biegung erhalten.

Bild 3. Versetzen der Fertigteile.

Für die Ausführung wurde System IIb gewählt. Die statische Berechnung bot keine Besonderheiten. Die Bogenrippen waren im Montagezustand einzelne Dreigelenkbögen, mit Kämpfergelenken aus Hüttenweichblei und vorläufigen Scheitelgelenken aus Stahl (Bild 4 und 5), die beim Betonieren geschlossen wurden, so daß endgültig ein Zweigelenkbogen entstand. Die sechs einzelnen Bogenrippen besaßen einen Querschnitt von 50 · 30 cm. Der fertige Bogen erhielt eine Dicke von 70 cm, überdeckte die Rippen also unten ur oben je 10 cm.

Die Bogenrippen müssen für die verschiedenen Transport- un Montagezustände bemessen werden sowie für ungünstigste Belastur beim Einbringen des Frischbetons. Im Endzustand wird die nach d Stützlinie geformte Bogenrippe durch den Bogen gleichmäßig b lastet, so daß keine Biegungsbeanspruchung mehr auftritt. Trotzdem wurde die Bewehrung der Rippen im endgültigen Bogen nicht b rücksichtigt, da sie von der Randfaser zu weit entfernt ist. Für de weiteren Ausbau (Stützwände, Fahrbahnplatte, Verkehrslast) wir der erhärtete Bogen als homogener Querschnitt gerechnet, wobei in Bereich der Fertigteile die Spannungen mit denen aus der Vo belastung durch den Frischbeton zu überlagern sind. In Wirklichke tritt durch das Kriechen der stärker belasteten Fertigteile ein al

Bild 4. Kämpfergelenk mit Bleiplatten

mählicher Ausgleich der Spannungen ein, so daß man die Bean spruchungen in diese zwei Grenzfälle einschließen kann: Getrennt Lastaufnahme durch Fertigteile und Ortbeton mit Spannungsüber lagerung im Gegensatz zum völligen Spannungs ausgleich über den ganzen Querschnitt.

Die Fahrbahnplatte spannt sich in Brückenlängsrichtung als durchlaufende Platte von Stützwan zu Stützwand, ist mit dem Brückenscheitel star verbunden und hat an den beiden Widerlagern j ein bewegliches Auflager, das in einfachster Form durch eine doppelte Blechzwischenlage als Gleitlager ausgebildet ist. Die Stützwände sind massiv mit der Fahrbahnplatte durch ein Gelenk und mi dem Bogen starr verbunden.

Die Voraussetzung für eine maßhaltige Herstellung der Bogenrippen als Fertigteile und ihr genaues Versetzen war eine zuverlässige Kenntni des Abstandes beider Kämpfergelenke. Die Vermessung wurde daher dem Geodätischen Institu der Technischen Hochschule München übertragen die das Maß trigonometrisch mit einer Basis an Ufer bestimmte. Sämtliche 12 Fertigteile für di 6 Bogenrippen wurden auf dem einen (linken Widerlager hergestellt, jedoch die Hälfte in ent gegengesetzter Lage, so daß sie beim Transport nicht geschwenkt zu werden brauchten. Die Schalung und die Kranzhölzer des Gerüstes für di Fertigteile wurden später zur Einschalung de Bogens wieder verwandt.

Die Fertigteile erforderten die Betongüte B 300. Deshalb wurde hochwertiger Portlandzement Z 325 (Werk Kiefersfelden), Kies in den drei Körnungen 0/3, 3/7 und 7/30 mm verwandt und der Beton mit Innenrüttlern verarbeitet. Vierzehn Tage nach der Herstellung wurden die Fertigteile eingebaut (Bild 3). Der neben dem linken Widerlager stehende Derrick nahm zuerst ein oder zwei für die rechte Seite bestimmte Fertigteile von der Schalung auf und legte

Bild 5. Zusammenfügen des Scheitelgelenks.

Bild 7. Anhängen der Schalung.

auf das Schiffsgerüst, das darauf zum anderen Widerlager ge-
en wurde. Der auf dem rechten Widerlager errichtete Derrick
m eine Rippe ab und setzte sie am Kämpfer auf den stählernen
n in der Bleiplatte ein
d 4). Die Rippen waren am
mpfer mit einem stählernen
uh aus [30 gefaßt, der für
Dorn eine entsprechende
arung besaß. Auf Bild 4
B übrigens die Dorne und
iplatten für den Ort-
ton zwischen den
ppen noch nicht einge-
t. Während dieser Zeit
m auch der linke Derrick
en Fertigteil seiner eigenen
e auf und setzte ihn am
mpfer ein. Dann wurde das
eitelgelenk zusammenge-
t, was leicht von einem
nn gelenkt werden konnte
d 5). Die erste Bogenrippe
de seitlich mit Seilen ab-
pannt und auf diese Art
gerichtet. Nach Versetzen
zweiten Bogens wurden Abstandstücke aus Beton mit durchgehenden Schrauben und ein oberer Verband aus Holz eingesetzt (Bild 6). Es erwies sich jedoch bei weiteren Ausführungen als zweckmäßig, noch zusätzlich einige senkrechte Verbände zwischen den beiden ersten Rippen anzuordnen, um sie völlig starr zu verbinden. Nach dem Anhängen der Schalung war das ganze System genügend stabil, so daß der Holzverband vor dem Verlegen der Bogenbewehrung entfernt werden konnte. Die Abstandstücke und die Spannschrauben wurden dagegen mit einbetoniert. Die weiteren

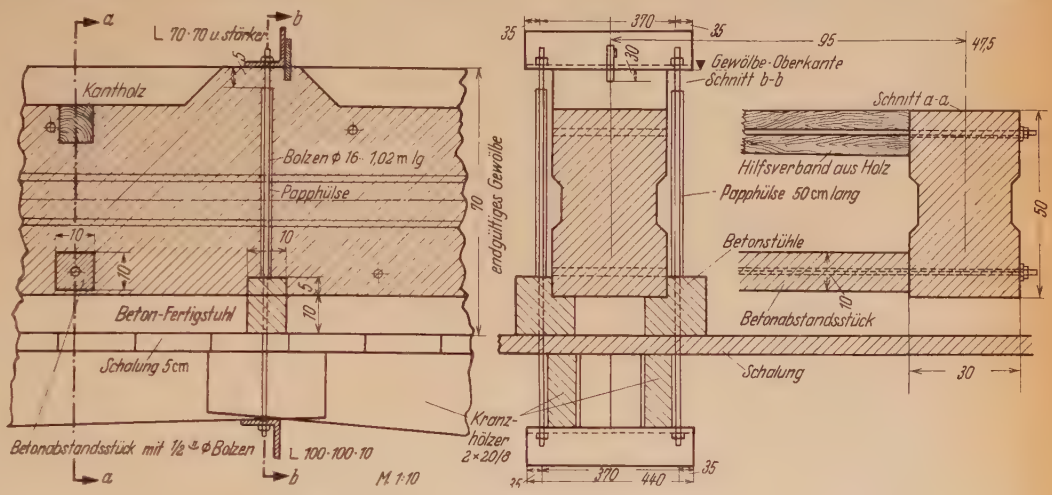


Bild 8. Konstruktive Einzelheiten der angehängten Schalung.

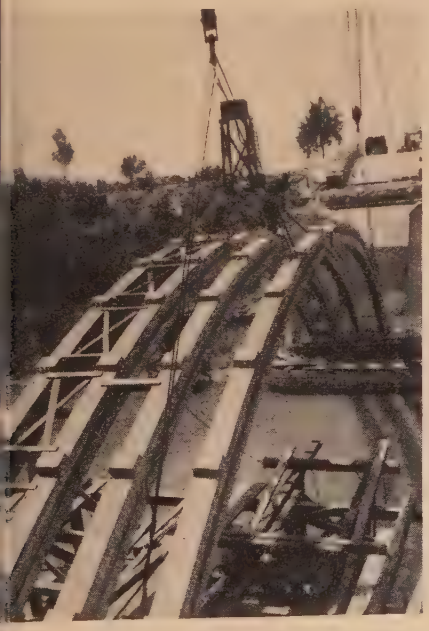


Bild 6. Hilfsverband aus Holz.

Bild 9. Das fertige Bauwerk.

Bogenrippen wurden jeweils mit der vorhergehenden durch einige Abstandstücke verbunden. Für die Montage wurden nur 1½ Tage gebraucht, bei späteren Ausführungen nur ein Tag.

Die Bilder 7 und 8 zeigen das Aufhängen der Schalung. Die Sättel auf den Rippen dienen zur Auflage der Traversen, die außerhalb des Betons bleiben sollen, damit sie beim Ausschalen leicht entfernt werden können. Die Bolzen waren durch Papprohrchen gegen Einbetonieren geschützt und unterhalb der Rippen durch Abstandstücke aus Beton geführt, welche die Einhaltung der 10 cm Betondeckung gewährleisteten und durch einen seitlichen Anschlag die oben erwähnte Stabilisierung der Rippen durch die Schalung erreichten. Die unterhalb der Rippen liegende Zusatzbewehrung wurde vor dem Anhängen der Schalung befestigt. Die in Bild 7 zu erkennenden seitlichen Aussparungen der Rippen dienen zu einer besseren Verzahnung mit dem Ortbeton.

Beim Ein- und Ausschalen war das Schiffsgerüst eine wertvolle Hilfe. Eine angehängte Schalung kann nicht allein von oben her entfernt werden; wenn also ein Schiffsgerüst nicht möglich ist, wie z. B. bei tiefen Schluchten, muß für diese Arbeiten ein Hängegerüst vorgesehen werden. Dies ist bei einem Vergleich mit einem festen Lehrgerüst zu berücksichtigen.

Der weitere Aufbau der Brücke mit Querwänden und der Fahrbahnplatte bot keine Besonderheiten. Bild 9 zeigt das fertige Bauwerk, das in 12 Wochen errichtet wurde. Die Probebelastung ergab, wie bei einer Bogenbrücke zu erwarten, keine meßbare Durchbiegung.

Inzwischen wurden nach dem gleichen Verfahren noch drei weitere Brücken über den Kanal der Mittleren Isar erstellt (bei Neufinsing, Niederding und Reisen), ein Beweis für die technische und wirtschaftliche Bewährung.

Zur neueren Entwicklung der Schalentheorie.

Von Dr.-Ing. Wolfgang Zerna, Frankfurt a. M.

1. Einleitung.

Die Schalentheorie erlebte vor etwa 20 Jahren ihren großen Aufschwung, als *Dischinger* begann, Schalendächer von beträchtlichen Abmessungen in Stahlbeton zu bauen. Die dann einsetzende stürmische Entwicklung ließ in späteren Jahren zwar nach, aber das Interesse an Schalenkonstruktionen blieb stets wach, wie die große Anzahl der im Inland und Ausland erstellten Schalenbauten verschiedenster Typen und teilweise kühner Gestalt zeigt.

Die anfangs noch recht geringen theoretischen Erkenntnisse sind inzwischen erheblich erweitert und vertieft worden. Insbesondere hat die Schalentheorie im letzten Jahrzehnt eine weitreichende Entwicklung erfahren, worüber nachfolgend berichtet werden soll.

2. Allgemeine Theorie.

Die Lösung der Aufgabe, die Spannungen in einer Schale zu berechnen, zerfällt, wie allgemein die Lösung eines Problems der theoretischen Physik, in zwei Teile. Der erste Teil behandelt die Aufstellung der den zu untersuchenden Zustand beschreibenden Gleichungen, meist Differentialgleichungen. Der zweite Teil befaßt sich dann mit der Lösung dieser Gleichungen.

Für die Gewinnung der Ausgangsgleichungen hat die neuere Entwicklung der Theorie elastischer Schalen wesentliche Beiträge geleistet. Es liegen nunmehr allgemeine Theorien vor, die in knapper, übersichtlicher Weise für jede beliebige Schalenform und jedes gewünschte Koordinatensystem alle für die Berechnungen erforderlichen Gleichungen auf fast rein algebraischem Wege aufzustellen gestatten. Dies ist bei der unendlichen Vielzahl möglicher Schalenformen von erheblicher Bedeutung, insbesondere auch mit Rücksicht auf das Finden der für die Lösung geeignetsten Form. Es ist ja bekannt, daß die Form der Gleichung von der Wahl des Koordinatensystems maßgeblich bestimmt wird.

Es dürfte klar sein, daß eine so allgemeine Theorie die übliche goemetrisch anschauliche Betrachtungsweise verlassen muß. Nachdem die Elastizitätstheorie in völlig allgemeiner Form (d. h. u. a. ohne Bindung an ein bestimmtes Koordinatensystem) mit Hilfe des Tensor-Kalküls in der Schreibweise des *Ricci*-Kalküls entwickelt[1]) worden war, lag es nahe, mit diesem Werkzeug auch die Schalentheorie zu formulieren.

Eine Schale ist bekanntlich dadurch ausgezeichnet, daß sie sich als zweidimensionales Kontinuum auffassen läßt. Dementsprechend wird, wie bei Platten und Scheiben, auch ihr Spannungs- und Verformungszustand zweidimensional dargestellt. Es bereitet keinerlei Schwierigkeiten, sowohl alle geometrischen Größen als auch die Gleichgewichtsbedingungen und die Spannungs- und Verzerrungsgleichungen in allgemeiner Form exakt niederzuschreiben[2]) [3]). Die praktische Lösung wird auf diesem Wege jedoch äußerst schwierig und ist nicht angreifbar. Es müssen daher Näherungen eingeführt werden.

Die verschiedenen entwickelten allgemeinen Theorien unterscheiden sich vorwiegend in der Art der Einführung dieser Näherungen und weichen in ihrer grundsätzlichen Auffassung und ihren Endergebnissen teilweise beträchtlich voneinander ab. Alle Näherungen gründen sich aber auf die Unterstellung, daß die Schale dünn ist, und es erscheint daher wenig sinnvoll, über eine erste Annäherung hinausgehen zu wollen, indem man vielleicht für die geometrischen Größen Genauigkeiten von einer Größenordnung einhält, die man an anderer Stelle der Theorie bereits vernachlässigt hat. Beschränkt man sich nun auf eine erste Annäherung des Schalenproblems, so ergibt sich eine verhältnismäßig einfache Darstellung einer allgemeinen Theorie, die für praktische Anwendungen geeignet ist[4]) [5]).

Mit den Bezeichnungen des Ricci-Kalküls lauten die Gleichgewichtsbedingungen einer solchen allgemeinen Theorie[6])

$$n^{\alpha\beta}|_{\alpha} + p^{\beta} = 0,$$
$$n^{\alpha\beta} b_{\alpha\beta} + q^{\beta}|_{\beta} + p = 0,$$
$$m^{\alpha\beta}|_{\alpha} - q^{\beta} = 0.$$

Darin sind $n^{\alpha\beta}$ der Längskrafttensor, $m^{\alpha\beta}$ der Momententensor, q^{β} der Querkraftvektor, p^{α}, p die Komponenten der Flächenlasten und $b_{\alpha\beta}$ die Koeffizienten der zweiten Fundamentalform der Mittelfläche.

Das Elastizitätsgesetz hat die Form

$$n^{\alpha\beta} = D\, H^{\alpha\beta\varrho\lambda}\, \alpha_{\varrho\lambda},$$
$$m^{\alpha\beta} = -B\, H^{\alpha\beta\varrho\lambda}\, w_{|\varrho\lambda}.$$

Darin bedeuten D die Dehnungssteifigkeit, B die Biegesteifigkeit, $\alpha_{\varrho\lambda}$ die Verzerrungen der Mittelflächen, w die Normalverschiebungen und $H^{\alpha\beta\varrho\lambda}$ Größen, die von der geometrischen Gestalt der Schale abhängen.

Man erkennt die sehr übersichtliche, knappe und elegante Form der Gleichungen, die, wie gesagt, für jede beliebige Schalenform und jedes beliebige rechtwinklige oder schiefwinklige krummlinige Koordinatensystem gelten.

Bei der weiteren Durcharbeitung der Theorie ergibt sich, daß sie zwangsläufig, sofern die geometrische Gestalt der Schalen nicht allzu flach ist (d. h. der Neigungswinkel der Tangenten in den Schalenpunkten darf nicht zu klein sein), in die Membrantheorie, die Biegetheorie und die Theorie der dehnungslosen Schalen zerfällt. Die Membrantheorie dient im allgemeinen als Partikularlösung des Problems. Die Biegetheorie erfaßt die von den Rändern ausgehenden Randstörungen des Membranspannungszustandes. Die Theorie der dehnungslosen Schalen hat im Bauwesen praktisch bisher keine Bedeutung erlangt.

Eine besondere Behandlung haben flache Schalen erfahren[5]) [7]). Bei ihnen lassen sich durch Einführung zweckmäßiger Näherungen Vereinfachungen erzielen, die für ihre praktische Berechnung von Vorteil sind.

Bisher war nur die Rede von elastischen Schalen. Für die Untersuchung des Verhaltens von Beton werden aber auch neuerdings Plastizitätstheorien herangezogen. Hinsichtlich der Schalentheorie sind zwar auch schon Ansätze dafür vorhanden[8]), aber es liegt noch keine Theorie plastischer Schalen vor, die für praktische Zwecke

[1]) *Green-Zerna*, Phil. Mag. 1950, S. 313.
[2]) *Chien*, Quart. Appl. Math. 1 (1944), S. 297.
[3]) *Neuber*, Z. Angew. Math. Mech. 29 (1949), S. 98, 142.
[4]) *Green-Zerna*, Quart. Journ. Mech. Appl. Math. 3 (1950), S. 9.
[5]) *Green-Zerna*, Theoretical Elasticity, Oxford (im Druck).
[6]) Die Indizes durchlaufen die Zahlen 1, 2. Über doppelt auftretende gleiche Indizes ist zu summieren. Senkrechte Striche deuten kovariante Differentiation an.
[7]) *Reissner*, Journ. Math. Physics 25 (1946), S. 80, 179.
[8]) *Baker*, Magazine of Concrete Research, Nr. 4 (1950), S. 27.

ignet erscheint. Insbesondere ergeben sich dabei Schwierigkeiten, a Zusammenhang zwischen Schale und Randgliedern zu erfassen.

Membrantheorie.

Die Membrantheorie ist der Ausgangspunkt für die Lösung der ästen Schalenprobleme. Für die Ermittlung des Membrannungszustandes sind die Wege in verhältnismäßig allgemeiner rm schon seit langem gewiesen. Der zugehörige Formänderungstand ist jedoch erst in neuerer Zeit in allgemeiner Form angeben worden[4]) [5]).

Für die Lösung der den Membranspannungszustand beherrschenn Gleichungen ist man in allen nicht ganz einfachen Fällen auf herungsverfahren angewiesen, wobei neben den bekannten Differenzenverfahren neuerdings auch das von *Southwell* entwickelte laxationsverfahren in Frage kommt[9]).

Ausführliche Untersuchungen liegen insbesondere über den Memanspannungszustand der Rotationsschalen vor[10]) [11]) [12]), wobei auch n Singularitäten Beachtung geschenkt wurde.

Ähnliche Gleichungen wie bei den Rotationsschalen lassen sich einer weit allgemeineren Flächenklasse gewinnen[13]), die u. a. krümmte Rohre und Translationsschalen einschließt.

Theoretisch interessant dürften auch Schalen mit negativem ümmungsmaß sein[14]), die allerdings noch weniger erforscht sind.

Zylinderschalen.

Wegen ihrer einfachen Krümmung und den damit zusammenngenden guten Herstellungsmöglichkeiten haben Zylinderschalen das Bauwesen besondere Bedeutung erlangt. Als Behälter, nnendächer und Sheddächer sind sie vielfach ausgeführt worden. Sie lassen sich nach der Membrantheorie ohne Schwierigkeiten rechnen. Allerdings kann man damit im allgemeinen die erderlichen Randbedingungen nicht befriedigen. Die von den Rärn ausgehenden Störungen des Membranspannungszustandes müsn mit Hilfe der Biegetheorie erfaßt werden, was erhebliche Mühe rursacht.

Es ist das Verdienst von *Finsterwalder*, erstmalig gangbare ge zur Berechnung der Randstörungen gewiesen zu haben. Allerngs ist seine Theorie auf Schalen beschränkt, deren Spannweite Richtung der Erzeugenden im Verhältnis zum Krümmungsradius r Schale nicht zu klein ist. Neuere Untersuchungen haben erben, daß sich die Biegetheorie der Zylinderschalen in eine Form ingen läßt, die einfacher als die von Finsterwalder angegebene und hinsichtlich der geometrischen Abmessungen der Schale inerlei Einschränkungen unterliegt[15]). Der Einfluß der Randörungen läßt sich damit auf die einfache Differentialgleichung

$$\Delta\Delta\Psi - \frac{i}{\varepsilon^2}\frac{\partial^2\Psi}{\partial x^2} = 0$$

rückzuführen. Darin ist Ψ eine komplexe Funktion, deren Reall die Normalverschiebung und deren Imaginärteil eine Spannungsnktion liefert. Durch diese beiden Größen lassen sich dann alle rigen Schnitt- und Verschiebungsgrößen ausdrücken. Die Lösung r Differentialgleichung führt beispielsweise für den vorwiegend teressierenden Fall der Tonnendächer auf eine biquadratische eichung, deren Wurzeln sofort in allgemeiner Form hingenrieben werden können.

Translationsschalen.

Bei Zylinderschalen wird die Membranlösung aus einer einfachen tegration gewonnen und erlaubt daher höchstens eine Randdingung an ausgezeichneten Rändern zu erfüllen. Die Einführung n Randbedingungen an mehreren Rändern bedeutet hier Erugung von Momenten. Ganz anders bei doppelt gekrümmten halen. Bei ihnen wird nämlich im allgemeinen die Membransung durch eine Differentialgleichung zweiter Ordnung bestimmt, e an jedem Rand eine (mehr oder weniger) beliebig vorgeschrieene Randbedingung zu erfüllen erlaubt, d. h. die wichtigsten Randbedingungen lassen sich dann bereits in der Membranlösung berücksichtigen. Dies bedeutet, daß die Schale in der Lage ist, ihre Lasten weitgehend biegungsfrei zu tragen. Doppelt gekrümmte Schalen weisen demzufolge gegenüber einfach gekrümmten Schalen erhebliche statische Vorteile auf. Mit ihnen lassen sich große Grundflächen stützenfrei überdachen. Für Hallenbauten sind solche Formen besonders geeignet, die rechteckige Grundrisse überspannen. Dies tun in architektonisch sehr befriedigender Weise Translationsschalen.

Bei entsprechender Ausbildung der Randglieder wird der Membranspannungszustand von Translationsschalen entsprechend dem oben Gesagten durch Randzwängungen kaum gestört, so daß häufig für die Berechnung die Membrantheorie allein ausreicht. Deshalb wurde bisher auch vorwiegend auf ihre Entwicklung Wert gelegt.

Neben den bekannten Verfahren der Zurückführung des Problems auf eine Differentialgleichung für die Schubkräfte oder auf eine Spannungsfunktion besteht auch die Möglichkeit, eine Differentialgleichung für eine Funktion Φ anzugeben, die, abgesehen von einem Faktor, die eine der Längskräfte darstellt[16]). Diese Gleichung hat die Form

$$\frac{\partial^2\Phi}{\partial\varphi^2} + A\frac{\partial^2\Phi}{\partial\vartheta^2} + 2B\Phi = q,$$

worin φ und ϑ zwei allgemeine krummlinige Koordinaten sind, A und B von der geometrischen Form der Translationsschale abhängen und q das Belastungsglied darstellt. Diese Form der Differentialgleichung ist besonders geeignet für die praktische Lösung nach einem Näherungsverfahren (z. B. Differenzenverfahren), ohne das man bei allen nicht ganz einfachen Fällen kaum auskommt.

Manchmal kommt es darauf an, die Randglieder klein zu halten und sie vielleicht noch dazu an der Oberseite der Schale ansetzen zu lassen, um eine glatte Untersicht zu erzielen, wie es beispielsweise in Bild 1 gezeigt ist, das einen Längsschnitt einer Halle darstellt, die mittels Translationsschalen überdacht ist.

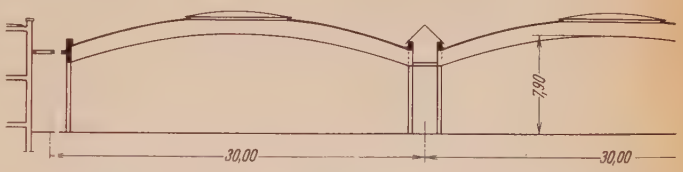


Bild 1.
Ein von der Philipp Holzmann A. G. aufgestellter Entwurf für eine Ausstellungshalle.

In einem solchen Fall können die von den Rändern ausgehenden Störungen bedeutsam werden, und die Membrantheorie ist nicht mehr ausreichend zur Erfassung des Spannungs- und Formänderungszustandes, so daß die Untersuchung der Randstörungseinflüsse nach der Biegetheorie erforderlich wird. Es hat sich gezeigt, daß die Randstörungen bei Translationsschalen durch die einfache Differentialgleichung

$$\frac{\partial^4 w}{\partial\varphi^4} + 4kw = 0$$

erfaßt werden können[16]). Darin bedeutet w die Normalverschiebung, φ eine vom Rand ausgehende Koordinate und k einen Faktor, der durch die geometrische Gestalt der Schale bestimmt ist.

6. Schlußbemerkung.

Die neuere Entwicklung der Schalentheorie ist gekennzeichnet durch die Bereitstellung allgemeiner Theorien zur Gewinnung der Ausgangsgleichungen, durch die Klärung der in der Theorie enthaltenen Näherungsannahmen und der daraus zu ziehenden Schlußfolgerungen sowie durch die Behandlung einiger spezieller Probleme der Membran- und Biegetheorie, insbesondere Rotationsschalen, Zylinderschalen, Translationsschalen.

Es ist die Möglichkeit geschaffen, für alle praktisch denkbaren Schalenformen im Rahmen der Gültigkeit der Theorie die beherrschenden Gleichungen aufzustellen, ohne auf geometrisch anschauliche Betrachtungen angewiesen zu sein. Damit sind nunmehr die Voraussetzungen für die Bearbeitung vieler Einzelprobleme geschaffen.

[9]) *Flügge*, Federhofer-Girkmann-Festschrift, Wien 1950, S. 17.
[10]) *Truesdell*, Trans. Amer. Math. Soc. 58 (1945), S. 96.
[11]) *Truesdell*, Bulletin of the Amer. Math. Soc. 54 (1948), S. 994.
[12]) *Zerna*, Ing. Arch. 17 (1949), S. 223.
[13]) *Zerna*, Ing. Arch. 19 (1951), S. 228.
[14]) *Flügge*, Z. Angew. Math. Mech. 25/27 (1947), S. 65.
[15]) *Zerna*, Ing. Arch. 20 (1952), S. 357.
[16]) *Zerna*, Österr. Ing. Arch. (im Druck).

Die Eislaufbahn in der Dortmunder Westfalenhalle.

Von Dipl.-Ing. Franz Vaessen, Oberingenieur der Hochtief A.-G., Essen.

Wer über den Ruhrschnellweg durch Dortmund fährt, begegnet auf dem Rheinlanddamm einem eindrucksvollen Bauwerk, der neuen Westfalenhalle. Die für große Sportveranstaltungen eingerichtete Halle hat in ihrer Arena eine Eis- und Rollschuhbahn, die eine Grundfläche von 1800 m² bedeckt. Bei allen bisher in dieser Größe angelegten Eislaufbahnen sind die Betonplatten zur Verminderung der Temperatur- und Schwindspannungen und damit der

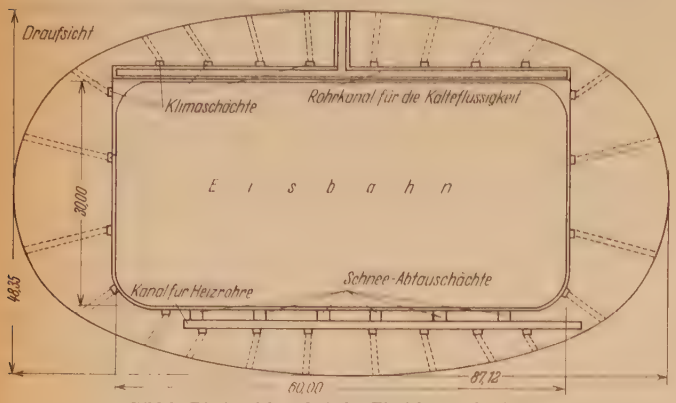


Bild 1. Die betriebstechnische Einrichtung der Bahn.

Rißgefahr durch Fugen aufgeteilt; denn Risse sind in solchen Platten besonders ungünstig, da in sie eingedrungenes Wasser bei jeder Vereisung zerstörend wirkt.

Werden diese durch Fugen unterteilten Bahnen für den Rollschuhsport benutzt, müssen sie eine Holzabdeckung erhalten, da die Fugen in der Betonfläche den Rollschuhläufern hinderlich sind. Die Bauherren der Westfalenhalle stellten deshalb die Aufgabe, die Stahlbetonplatte ihrer Bahn in einem Stück anzufertigen, so daß die Rollschuhläufer sie nach dem Abtauen unmittelbar befahren können. Es gelang der *Hochtief A.-G.* durch eine neuartige Konstruktion dieser Aufgabe gerecht zu werden.

Einrichtung der Bahn.

Um die internationalen Eislauf-Wettkampfbestimmungen zu erfüllen, muß die Bahn 60 m lang und 30 m breit sein. Mit abgerundeten Ecken fügt sich die rechteckige Fläche symmetrisch in das Oval der Arena (Bild 1). An der einen Langseite liegt ein 2,00 m tiefer und 1,20 m breiter Kanal, der die Rohrleitungen für Zu- führung und Ableitung der Kälteflüssigkeit enthält. Zwei Eismaschinen, die im Keller des Anbaues stehen, beschicken die Rohrleitung mit abgekühlter Chlorkalziumlösung. Mit —12° verläßt die Lösung die Maschine und kommt nach verrichteter Arbeit wieder mit —8° zurück.

In der abzukühlenden Stahlbetonplatte der Bahn liegen die 38 mm dicken Schlangenrohre haarnadelförmig in Abständen von 9 cm. Die gesamte Länge der Kühlrohre (Bild 2) ist 20 km. Mit beweglichen Stücken, die die Längenänderung durch die Temperaturwechsel ausgleichen, sind sie an die Zuleitungsrohre angeschlossen (Bild 3). Die Rohre sind nahtlos, da sie nicht undicht werden dürfen. Eine Ausbesserung ist wegen des umgebenden Betons nicht möglich, und durch undichte Stellen dringende Sole würde den Beton angreifen.

Ist die Platte abgekühlt, wird Wasser in feinem Sprühregen aufgebracht und so vereist. Brächte man das Wasser vor der Abkühlung der Platte auf, so würden sich im Eis Blasen bilden. Die von der Gesellschaft für Linde's Eismaschinen A.-G., Wiesbaden, eingerichtete Kälteanlage benötigt nur einen Tag, um die Bahn mit einer 4—6 cm dicken Eisschicht zu überziehen.

An der anderen Langseite der Bahn liegen sechs Schneeabtauschächte. Wenn die Eisbahn eine Zeitlang benutzt worden ist, hat sich eine Schicht pulverförmigen Eises gebildet, das die Wärter in die Schächte kehren. Dort tauen Heizrohre den Schnee auf, und das Wasser fließt zum Kanalnetz ab. Auf dem gleichen Wege verläßt das Tauwasser die Bahn, wenn die Eisschicht entfernt wird.

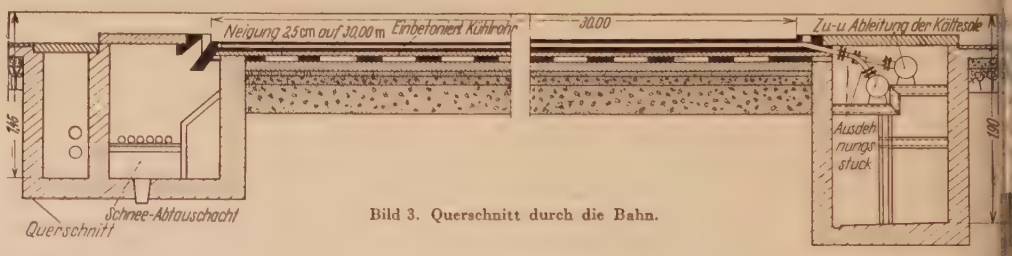
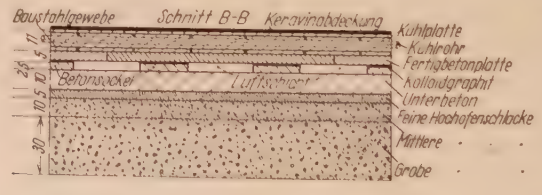


Bild 3. Querschnitt durch die Bahn.

Für den Abfluß des Wassers ist die Platte schwach geneigt. Sie hat zu den Schneeabtauschächten ein Gefälle von 2½ cm auf 30 m. Diese Neigung benötigen auch die Solerohre für ihre Entlüftung.

Längs der Ränder der Eisbahn sind 24 Klimaschächte verteilt. Diese legen um die Eisfläche einen Wärmeschleier, der die Zuschauer gegen die Kälte abschirmt.

Bild 2. Die Kühlschlangen liegen zum Einbau bereit.



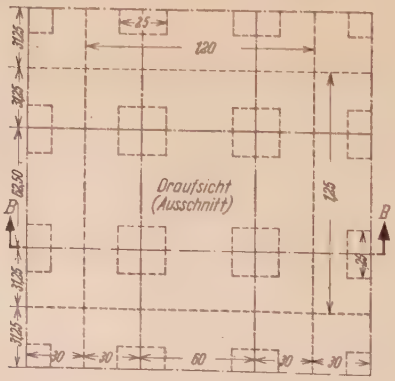


Bild 4. Einzelheit der Konstruktion.

Konstruktion der Platte und ihres Unterbaues.

Die der Platte zugeführte Kälte darf nicht in das Erdreich abfließen, da sich hierdurch Energieverluste einstellen würden. Dazu käme noch die Gefahr der Frostschäden, die durch eine Abkühlung des Lehmgrundes auf 0° Celsius entstehen würden. Diese Gefahr schließt auch der Schutz durch das umgebende Gebäude nicht aus. Das unter der Halle einmal ausgetrocknete Erdreich würde nicht in diesem Zustand bleiben. Infolge der kapillaren Saugkraft des Lehms kann in ihm das Wasser bis zu einer Höhe von 8 m steigen. Wenn man auch dem Wasser den Zutritt von den Seiten her versperrte, würde sich dennoch die ausgetrocknete Lehmschicht aus dem Grundwasser wieder mit Feuchtigkeit anreichern.

Schutz gegen Energieverlust und Frostgefahr bietet die in Bild 4 (Schnitt B—B) dargestellte Ausführung. Die Betonkonstruktion ruht auf einem Bett

s Hochofenschlacke, die nach verschiedenen Körgen gestaffelt ist. Innerhalb der Betonkonstruktion verhindert 2,5 cm dicke, ringsum abgeschlossene Luftschicht wirksam die te nach unten vorzudringen. Nach den wärmetechnischen Bemungen wird bei dieser Konstruktion die Grenzschicht zwischen lackenbett und Lehmuntergrund erst nach einer Betriebsdauer 4½ Wochen bis zum Gefrierpunkt abgekühlt. Eine so lange riebsdauer ist nicht vorgesehen, da die Eisveranstaltungen ner wieder von anderen unterbrochen werden. Sollte die Bahn ch einmal länger unter Eis stehen, so würden geringe Volumenerungen des Lehmes durch das Schlackenpolster ausgeglichen.

ine zweite Forderung verlangt, daß die Kälte möghst ungehindert nach oben vordringen kann. Dieser derung wird die hohe Lage der Kühlrohre gerecht.

Estrich auf der Stahlbetonplatte, der die Bahn für die Rollhläufer abglätten würde, stände der geforderten Wirkung ent-en. Die 3 mm dick aufgespachtelte Keravinschicht erfüllt alle orderungen. Sie dämmt kaum die aufsteigende Kälte, hat eine den Rollschuhlauf günstige Oberfläche und ist unempfindlich n die Vereisung. Die hier verwendete Art des Keravins wurde ns für diesen Zweck von der Lieferfirma Keramchemie Siersn entwickelt.

ie wichtigste Aufgabe entstand aus der Bedingung, daß 60 m lange und 30 m breite Stahlbetonplatte aus em Stück so herzustellen war, daß sich keine Risse infolge häufigen starken Temperaturwechsel bilden können. Die Platte te also eine Lagerung erhalten, die ihre zwangslose Ausdehnung n allen Richtungen gewährleistet. Diese Anforderung erfüllt die Bild 4 dargestellte Konstruktion.

uf der 10 cm dicken Unterbetonschicht ruhen 2,5 cm hohe adratische Betonsockel mit Kantenlängen von 25 cm. Mittenabstände sind 62,5 cm in der einen Richtung und 60 cm der anderen.

ie glatt abgezogenen Oberflächen der Sockel tragen eine dünne hicht Kolloidgraphit. Auf dieser lagern 5 cm ke Fertigbetonplatten mit Grundrißabmessungen von m auf 1,20 m. Je vier Sockel tragen eine Platte. Die Platten

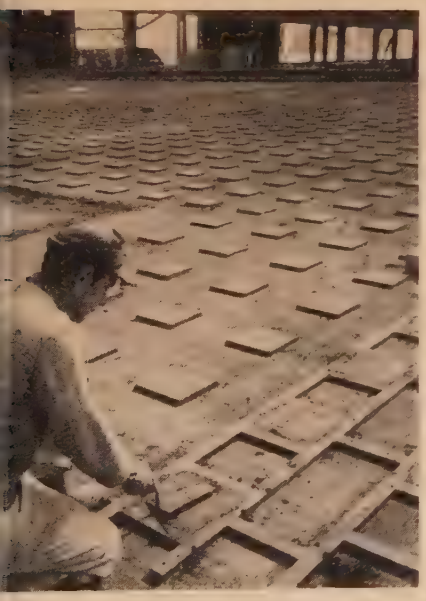


Bild 5. Herstellung der Betonsockel.

eten den Unterbeton für die Verlegung der Kühlrohre und die onierung der Bahnplatte, die die Kühlrohre umhüllt.

ehnt sich die Bahnplatte, so gleitet sie mit den Fertigbetonten auf den Sockeln, und die Schmierung der Lagerflächen mit loidgraphit verhütet Reibungswiderstände. Da die einbetonierten rohre an den Stellen ihres Eintritts in die Platte mit Komsationsstücken versehen sind, kann sich die Platte zwanglos ausnen, und es können keine Spannungen infolge des Temperaturhsels auftreten.

führung.

ine sehr sorgfältige Bauausführung sicherte den Erfolg dieser Konstruktion. Der auf dem Schlackenbett angelegte Unterbeton besteht aus normalem Betonkies und enthält 240 kg Zement je m³. Diese Betonschicht hat eine glatt und waagerecht abgezogene Oberfläche, auf der sich die 2,5 cm hohen Betonsockel mit der im Bild 5 gezeigten Lehre leicht herstellen ließen. Sauber und glatt zogen die Maurer die Oberflächen der Sockel ab, so daß die Schmierschicht aus Graphit dünn aufgetragen werden konnte. Ein geringer Wasserzusatz band das kolloidfeine Graphit zu einem gut verarbeitbaren Teig.

Bild 6. Verlegung der Fertigbetonplatten.

Gleichzeitig mit dem Unterbeton und den Sockeln entstanden die 5 cm dicken Abdeckplatten aus Fertigbeton. Diese Platten erhielten als Zuschlagstoff Kiessand 0—15 mm, 300 kg Zement je m³ und eine leichte kreuzweise Bewehrung aus Torstahl. Bei ihrer Herstellung gewährleisteten Stahllehren die für die Verlegung erforderliche genaue Maßhaltung.

Die Unterflächen der Platten sind wie die Oberflächen der Sockel sauber und glatt, so daß die zwischen beiden Flächen wirkende

Bild 7. Übersicht über die gesamte Bahn während der Bauarbeiten.

Schmierschicht vollkommen ihren Zweck erfüllt. Die Fugen zwischen den fertig verlegten Platten füllt ein Verguß aus Zementmörtel. Die von den Platten gebildete Haut diente als Schalung für die Bahnplatte, sie sollte keine Bestandteile des Frischbetons nach unten durchtreten lassen (Bild 6).

Bei der Herstellung der Bahnplatte ruhte auf den Fertigbetonplatten zunächst ein Baustahlgewebe. Darüber legten die Monteure in Längsrichtung der Bahn Stahlwinkel zur Sicherung der Höhenlage der quer dazu laufenden Kühlschlangen (Bild 7). Über den Kühlschlangen liegt noch ein Baustahlgewebe als obere Plattenbewehrung.

Das Zuschlagmaterial für den Beton der Bahnplatte setzte sich aus drei Körnungen so zusammen, daß die Siebkurve in der Mitte zwischen der D- und E-Linie verlief. Zur Verminderung des Schwindens erhielt der Beton keinen hochwertigen Zement, sondern je m^3 300 kg grob gemahlenen Dyckerhoff-Portlandzement. Grobes Zementkorn erniedrigt das Schwindmaß.

Erdfeucht und mit Plastimentzusatz angemacht kam der Beton zur Verwendungsstelle, wo ihn Oberflächenrüttler sorgfältig verdichteten. Zügig schritten die Arbeiten in Tag- und Nachtschichten fort und nach $4^1/_2$ Tagen war die ganze Bahnplatte betoniert und m der geforderten Neigung glatt abgezogen. Hierauf wurde sie noc 14 Tage unter Wasser gesetzt.

Seit einem Jahr ist die Bahn in Betrieb. Sie hat in dieser Ze bereits mehreren bedeutenden Veranstaltungen der verschiedenste Sportarten und Eisrevuen gedient und gezeigt, daß sie die g stellten Anforderungen erfüllt.

Vom Bau der Neuen Lombardsbrücke in Hamburg.

Von Oberbaurat Dr.-Ing. **Konrad Havemann** und Dipl.-Ing. **Fritz Sülz**, Hamburg.

Mit einem täglichen Verkehr von über 52 000 Fahrzeugen ist die Lombardsbrücke die am stärksten belastete Straßenbrücke Hamburgs und darüber hinaus der gesamten Bundesrepublik. Im Zuge des die Innenstadt umgehenden Wallringes überbrückt sie die Einschnürung zwischen der Binnenalster und Außenalster als einzige Verbindung zwischen den östlich und westlich gelegenen, durch die seeartige Erweiterung des Flußlaufs getrennten Stadtteile (Bild 1).

Diese 1866 bis 1868 erbaute Gewölbebrücke mit 3 Durchfahrtsöffnungen von je rd. 17,00 m Weite, die gleichzeitig die viergleisige Eisenbahn zwischen Hamburg-Hbf. und Altona überführt, ist in ihrem Straßenteil 24,00 m breit. Sie trägt den gesamten Durchgangsverkehr des Wallringes, hat dazu den zwischen den Stadtteilen rechts und links der Außenalster flutenden starken Verkehr aufzunehmen und ist durch eine von 2 Linien befahrene doppelgleisige Straßenbahn noch zusätzlich belastet.

Die sich aus ihrer besonderen Lage im Straßennetz zwangsläufig ergebende Überlagerung stärkster Verkehrsströme hat die Brücke seit langem verkehrstechnisch zu einem Engpaß erster Ordnung werden lassen. Die gegenseitige Behinderung der Verkehrsteilnehmer, die erhebliche Verlangsamung des Verkehrsflusses und eine außergewöhnliche Häufung der Verkehrsunfälle in ihrem Bereich waren auf die Dauer unerträglich.

Schon vor dem Kriege sah Hamburg sich deshalb vor die Notwendigkeit gestellt, sich mit der Frage einer Entlastung der Lombardsbrücke und einer Verbesserung der Verkehrsführung zu befassen. Der Krieg und die Not der Nachkriegsjahre zwangen jedoch dazu, die Verwirklichung hinter anderen noch dringlicheren Sorgen zurückzustellen; schließlich wurde sie infolge der allgemeinen Wiederbelebung der Wirtschaft und des Verkehrs seit der Währungsreform und der stürmischen Weiterentwicklung insbesondere des motorisierten Verkehrs in den letzten Jahren jedoch unabweisbar und u aufschiebbar.

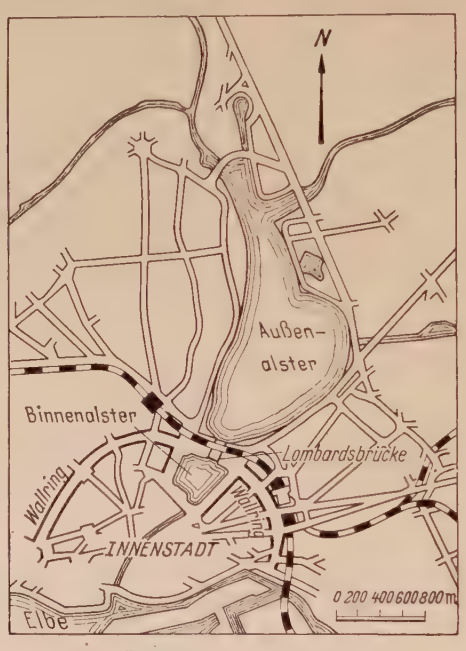


Bild 1. Übersicht der Hauptverkehrsstraßen.

So beschlossen Senat und Bürgerschaft der Hansestadt nach eingehender Prüfung und grundsätzlicher Planung durch die Baubehörde im Frühjahr 1952 de Bau einer Entlastungsstraße mit eine zweiten Brücke über die Alster u mittelbar nördlich der alten Lombardsbrücke. Durch sie können vor allem de Verkehr zwischen den westlich und östlich der Außenalster gelegenen Stadtgebieten von der alten Brücke abgelenkt und die Verkehrsströme besser geführt werden (Bild 2).

Der neuen Brücke kommt neben ihre für den innerstädtischen Verkehr aus schlaggebenden Bedeutung auch eine be sondere städtebauliche Wirkung zu. Di alte Lombardsbrücke ist durch ihre Lag im Herzen der Stadt und ihre typische Bauformen seit nahezu einem Jahrhundert ein Wahrzeichen der Stadt. I ihrem Bereich berühren sich der ge schlossene, architektonisch gestaltete Raum der Binnenalster und der offene, trot seiner Bebauung überwiegend landschaft schaftliche Raum der Außenalster. In dieser Grenzlage war di neue Brücke so zu gestalten, daß sie städtebaulich einen Übergan von einem Raum zum anderen schafft und sich in das Gesamtstadtbild ohne Zwang und Härten einfügt.

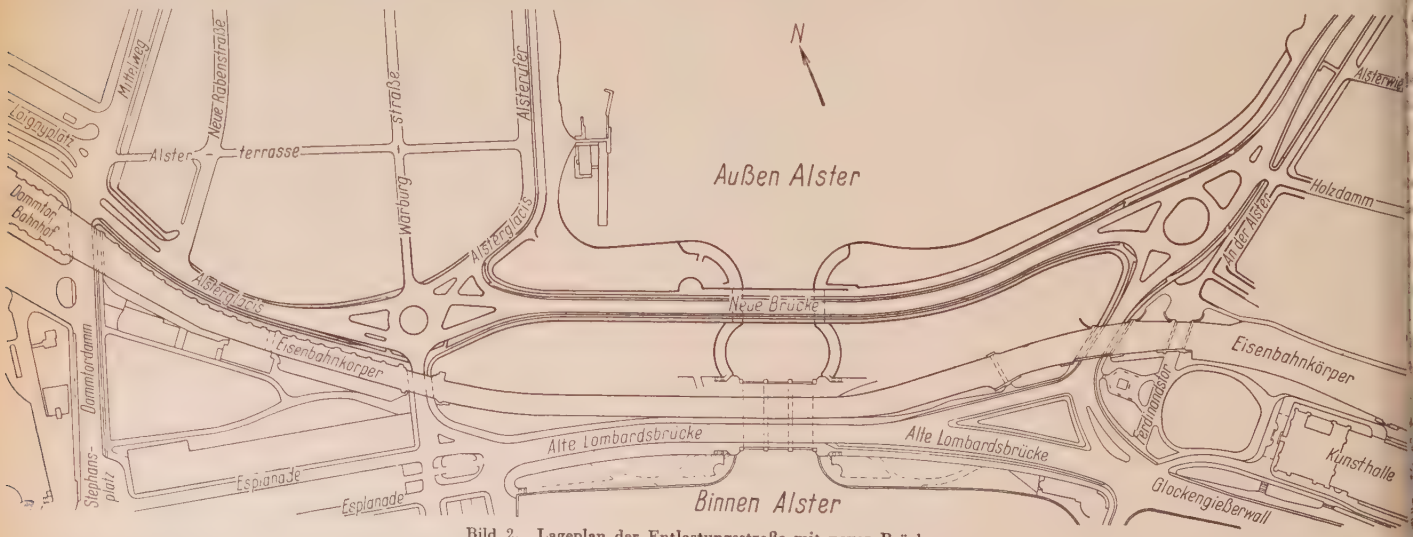


Bild 2. Lageplan der Entlastungsstraße mit neuer Brücke.

Um zu besten Vorschlägen für den Brückenneubau zu gelangen, hat die Baubehörde im Januar 1952 eine öffentliche Ausschreibung vorgenommen, in der ein Ideenwettbewerb für die architektonische

3. Erster Preis. Verfasser: Lenz & Co. A. G. und Rudolf Seeland K. G., Hamburg, mit Architekten Schramm und Elingius und Gartenarchitekt Lüttge, Hamburg. (Baukosten: (rd. 1,2 Mill. DM.)

taltung der Brücke und ihrer Rampen mit der Forderung nach struktiv durchgearbeiteten Entwürfen und Preisangeboten für die führung des Brückenbaues verbunden wurde. Hierdurch wurden nieure und Architekten zur engsten Zusammenarbeit veranlaßt. Preise und Ankäufe wurden insgesamt DM 15000,— ausgesetzt. ie Baubehörde hatte darauf verzichtet, für diese Ausschreibung n Verwaltungsentwurf aufzustellen, um alle Möglichkeiten der

4. Zweiter Preis. Verfasser: Wayss & Freytag A. G., Hamburg, mit Architekt Prof. G. Graubner, Hannover. (Baukosten: rd. 0,9 Mill. DM.)

schnell weiter entwickelnden Brückenbaukunst und die Er- ungen führender Baufirmen und Architekten in den Dienst es für Hamburg so bedeutungsvollen Projektes zu stellen. Ab- hen von der entsprechend den Verkehrserfordernissen vor- hriebenen Tragfähigkeit (60 t), der Brückenbreite (26 m), der rbahnaufteilung und einer Mindestdurchfahrtshöhe und -breite o die Wahl der Brückenform, des Systems und der Ausführungs- den Bewerbern freigestellt.

m Wettbewerb wurden 9 Stahlbau- würfe und 35 Massivbau-Entwürfe ein- icht, die durchweg eine eindringliche häftigung der Verfasser mit den Pro- nen dieses Brückenbaus und bei aller schiedenheit der Vorschläge ein beacht- s Niveau der Arbeiten insbesondere in echnischer Hinsicht erkennen ließen. as zur Beurteilung und Wertung der würfe berufene Preisgericht entschied dahin, daß einer Brücke mit einer ung von rd. 60 m Weite oder aber r Brücke mit fünf hohen Öffnungen je 20 m Weite vor andersartigen Vor- igen an dieser Stelle der Stadtland- ft der Vorzug zu geben sei.

nter Berücksichtigung aller städtebau- n, architektonischen und bautechnischen Gesichtspunkte, nicht tzt aber auch der Baukosten, wurden die drei ausgelobten se den in Bild 3, 4 und 5 dargestellten Entwürfen vorge- nter Stahlbetonbrücken zuerkannt.

ihren an das Preisgericht anschließenden, weiteren eingehenden ungen und Beratungen über die endgültig zu treffende Wahl ssen die Baubehörde, die Baudeputation und der Senat der Hansestadt Hamburg sich dieser vom Preisgericht erarbeiteten grundsätzlichen Beurteilung des Brückenbaus an.

Es zeigte sich jedoch, insbesondere bei Untersuchungen an Modellen, die die drei preisgekrönten Entwürfe in ihrem Zusammenhang mit der alten Lombardsbrücke darstellen, daß die vom Preisgericht als nicht von entscheidender Bedeutung angesehenen Verbindungswege für Fußgänger unter den Brücken von den Ufern der Außenalster zu den Grünanlagen zwischen den beiden Brücken und weiter zu den Uferanlagen an der Binnenalsterseite doch von besonderer Wichtigkeit sind, weil durch sie die Fußgänger die Möglichkeit haben, von der Außenalster zur Binnenalster ohne Gefährdung durch den über die Brücken flutenden Verkehrsstrom zu gelangen.

Unter Berücksichtigung dieser Verkehrsnotwendigkeit mußte der mit dem 1. Preise ausgezeichnete Entwurf (Bild 3), der Fußgängerwege unter der neuen Brücke und zwischen den Brücken sowie am Außenalsterufer nicht vorsieht, hinter den Entwürfen des 2. und 3. Preises, bei denen solche durchgehenden Wege geplant sind, zurücktreten.

Die Entscheidung zwischen dem 2. und 3. Preis erwies sich dagegen letzten Endes als abhängig von der ästhetisch-formalen Beurteilung des Bauwerks.

Die beiden Entwürfe sind aus einer grundsätzlich verschiedenen Auffassung und Beurteilung der Lage und Wirkung der Brücke im Stadtbild gestaltet.

Der 2. Preis (Bild 4) ordnet die Brücke eindeutig der Landschaft der Außenalster zu. Er ist zurückhaltend und betont lediglich die Verkehrsverbindung durch das schmale Band des Überbaus, das der leichten Ausrundung zwischen den Brückenrampen folgt und unauffällig in die Rampen übergeht.

Der 3. Preis (Bild 5) sieht in der Brücke städtebaulich eine Überleitung vom Landschaftsraum der Außenalster zum Architekturraum der Binnenalster. Das Bauwerk ist dementsprechend, insbesondere in seinen Widerlagern, schwerer gestaltet und bringt seine Eigenständigkeit im Stadtbild stärker zum Ausdruck.

Ein übereinstimmendes Urteil, welche Brücke sich an dieser Stelle mit ihren städtebaulichen und landschaftlichen Gegebenheiten am besten einfügt, war, wie sich in allen Beratungen gezeigt hat, nicht

Bild 5. Dritter Preis. Verfasser: Dyckerhoff & Widmann K. G., Hamburg, mit Architekt Dipl.-Ing. B. Hermkes, Hamburg. (Baukosten: rd. 1,3 Mill. DM.)

zu gewinnen. Die Entscheidung ist stets subjektiv und hängt davon ab, wie der einzelne die Stadtlandschaft betrachtet und erlebt.

Die Mehrheit der Baudeputation entschied sich dafür, den mit dem 3. Preis ausgezeichneten Entwurf zur Ausführung zu empfehlen. Ebenso gewann der Senat bei seinen Beratungen die Überzeugung, daß dieser Entwurf die geeignetste Lösung darstellt und beschloß demgemäß am 6. Mai 1952 seine Ausführung.

Die neue Brücke überspannt den Alsterlauf mit einer weiten, lichten Öffnung, die den Blick auf die alte Lombardsbrücke ohne Überschneidungen weitgehend freigibt. Seitlich der Stromöffnung sind Durchgänge angeordnet, durch die die Uferwege der Außenalster mit den zwischen neuer und alter Brücke geschaffenen Grünanlagen verbunden sind. Die Brückenrampen schließen in leichtem Gefälle an die rechts und links der Außenalster entlangführenden Uferstraßen an. Ihre Böschungen sind begrünt, die Rampenköpfe an der Brücke terrassenförmig angelegt. Im Bereich zwischen den Brücken ist der Flußlauf durch halbkreisförmige Ufermauern eingefaßt und als Bassin gestaltet.

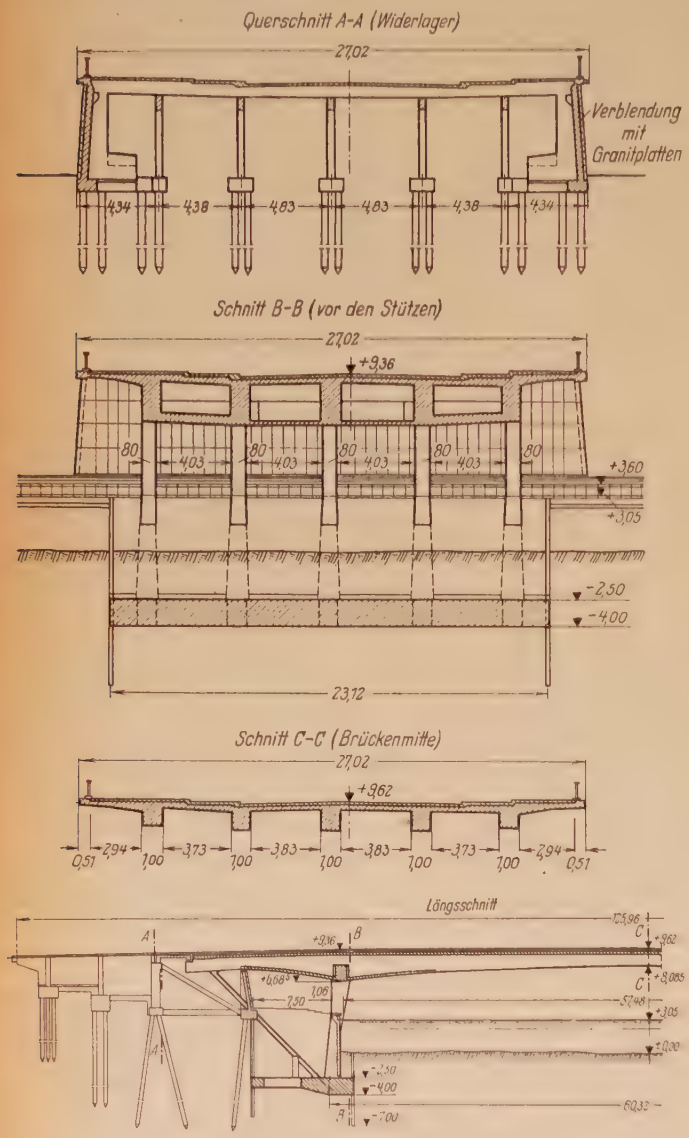


Bild 6. Längs- und Querschnitte der Brücke.

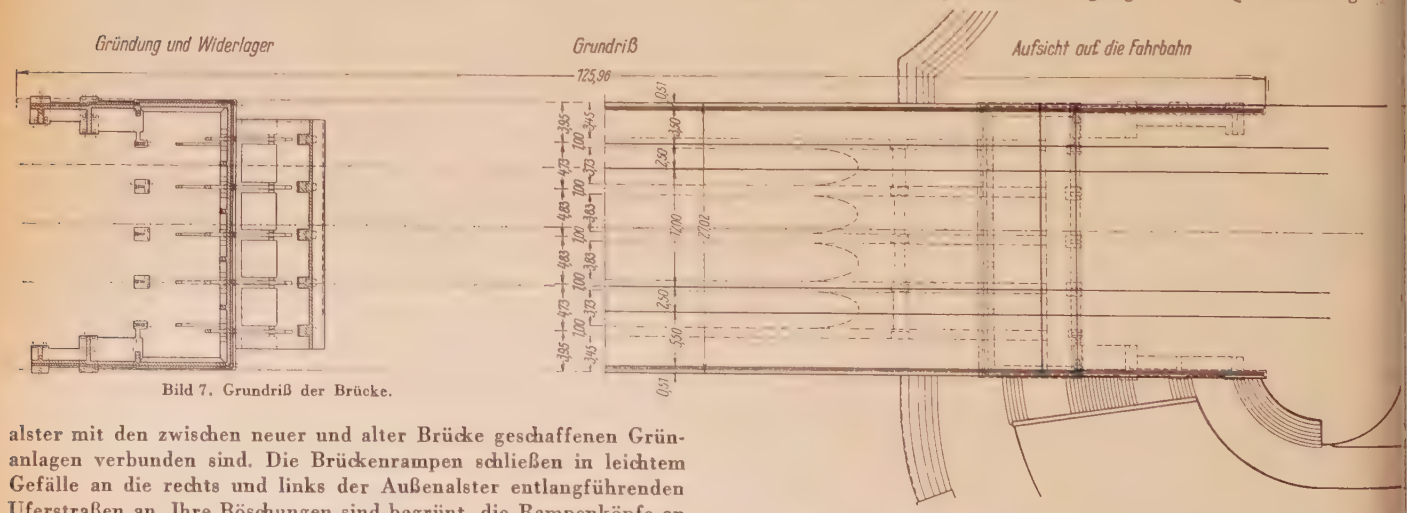


Bild 7. Grundriß der Brücke.

Statisch ist die Brücke ein vorgespannter Rahmen, dessen Ecken in Druckstützen und unter 45° geneigte Zugstreben aufgelöst sind (Bild 6). Die Eigenart dieser Konstruktion liegt insbesondere darin, daß die Abmessungen der Druckstützen und vorgespannten Zugstreben so gewählt sind, daß die bei der Verformung des Systems auftretenden Nebenspannungen durch die Schlankheit der Glieder des Stabdreiecks und die Vorspannung in Grenzen gehalten werden, die eine Überschreitung der zulässigen Betonspannungen vermeiden.

Durch die Elastizität der Streben wird die Stützlinie des Rahmens in den in der Mitte des Fundamentes gelegenen Schnittpunkt der Strebenachsen gezwungen, so daß Kämpfergelenke entbehrlich sind. Dieses statische System ist in der letzten Zeit verschiedentlich gewählt worden [1],[2]), um größere Spannweiten bei kleinen Bauhöhen zu überwinden. Es war im vorliegenden Fall besonders geeignet, weil eine in nicht allzu großer Tiefe anstehende mächtige Schicht festen Mergels eine Flachgründung zuließ. Dadurch, daß der Zugstrebe eine flachere Neigung als bei den bisher in dieser Weise gebauten Brücken gegeben wurde, konnte das Ziel der Entwurfsverfasser, die beiderseitigen Uferpromenaden unter der Brücke weiterzuführen, ohne besonderen Konstruktionsaufwand erreicht werden.

Beide Brückenenden sind durch 3 m breite Schlepp-Platten mit den Anschlußdämmen beweglich verbunden, um eine Beeinträchtigung des Verkehrs durch die elastischen und plastischen senkrechten Bewegungen der Brückenenden zu verhindern, die infolge von Schwinden und Kriechen sowie Verkehrsbelastung und Temperaturschwankungen entstehen.

Die Brücke hat eine Spannweite von 60,32 m zwischen den theoretischen Gelenkpunkten. Das eigentliche Tragwerk ist 87,40 m, der gesamte Überbau einschl. der Schlepp-Platten 94,20 m lang. Die nutzbare Breite des Überbaues zwischen den Geländeholmen ist 26,0 m; sie ist aufgeteilt in eine vierspurige Fahrbahn von 12,0 m, beiderseitige Radfahrwege von je 2,50 m und Fußwege von 3,50 bzw. 5,50 m. Die Gesamtbreite zwischen den Gesimsaußenflächen beträgt 27,02 m (Bild 7).

Fünf im Abstande von je 4,83 m angeordnete Hauptträger von durchgehend 1,0 m Breite mit einer nach einem Radius von 300 m gekrümmten unteren Leibung tragen die Brückentafel. Die Fahrbahnplatte ist i. M. 24 cm dick. Die Fußwege kragen über die Außenflächen der Randträger 3,45 m weit aus. Die Krümmung der Unterfläche und die verhältnismäßig große Dicke der auskragenden Platte am Anschnitt entsprechen der architektonischen Forderung, die Sichtflächen der Randträger so niedrig wie möglich erscheinen zu lassen. Aus den gleichen Gründen liegen die äußeren Unterkanten der Randbalken 19,5 cm höher als die unteren Leibungen der Innenträger. Diese Linienführung ist auch im Bereich der Druckplatten an den Rahmenstützen durchgeführt worden, so daß deren Untersichten zwei Bruchlinien an den ersten Innenstützen aufweisen. Folgerichtig zeigen auch die unteren Leibungen der Randträger eine entsprechende Neigung in der Querrichtung.

[1]) *Finsterwalder-König*, Die Donaubrücke beim Gänstor in Ulm. „Bauingenieur" 26 (1951), Heft 10, S. 289 ff.

[2]) *Heusel*, Die neue Föhrerbrücke zu Berlin aus Spannbeton. „B. u. St." 46 (1952), Heft 6, S. 121ff., u. Heft 9, S. 197 ff.

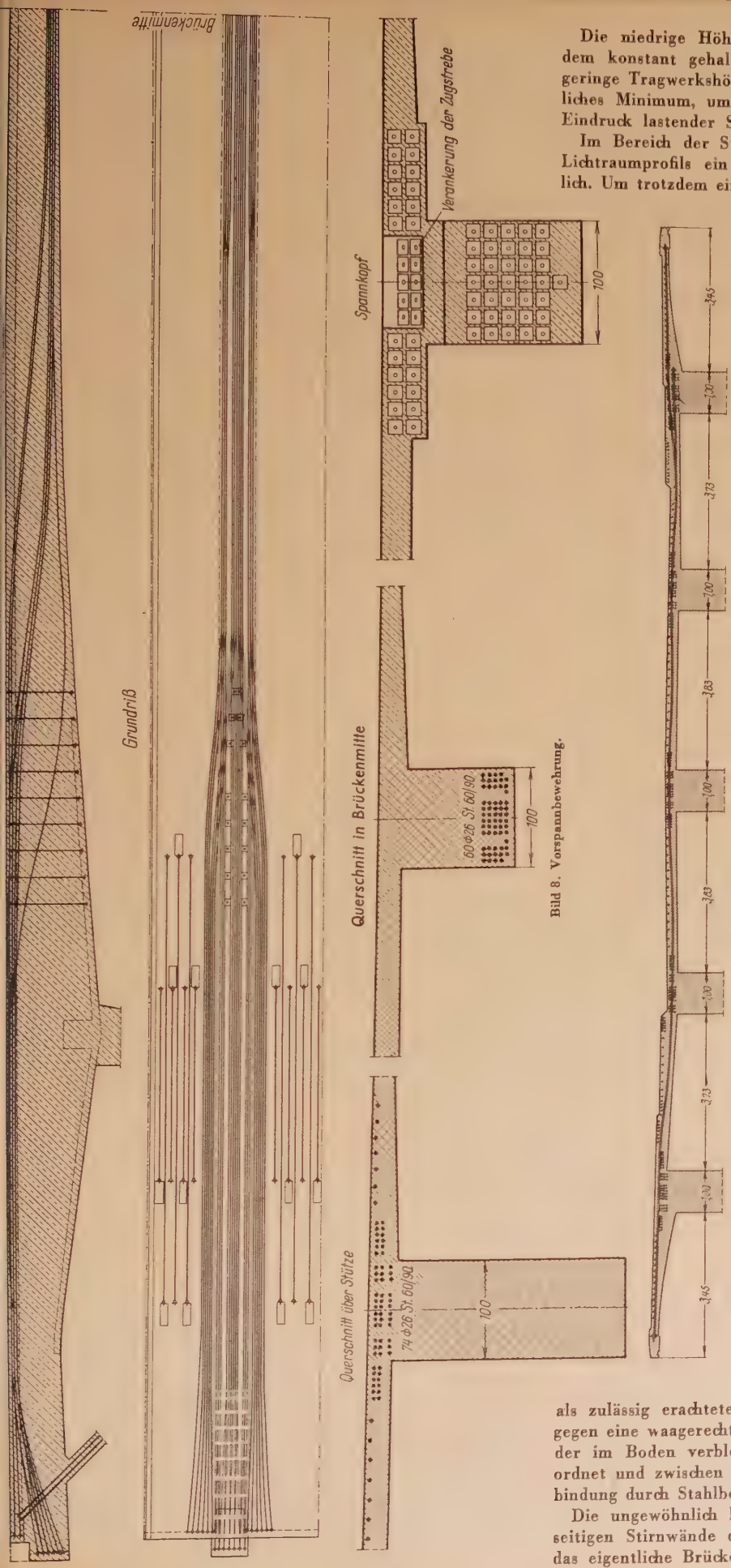


Bild 8. Vorspannbewehrung.

Die niedrige Höhe des Brückenscheitels von nur 6,57 m über dem konstant gehaltenen Alsterspiegel erforderte eine möglichst geringe Tragwerkshöhe, d. h. ein rechnerisch und konstruktiv mögliches Minimum, um dem Bauwerk bei rd. 60 m Spannweite den Eindruck lastender Schwere zu nehmen.

Im Bereich der Stützen war aus Gründen des freizuhaltenden Lichtraumprofils ein Herunterziehen der Hauptträger nicht möglich. Um trotzdem einen ausreichenden Querschnitt des Tragwerkes zu schaffen, wurden hier Druckplatten angeordnet, die gleichzeitig den oberen Raumabschluß der Durchgänge bilden und nach der Brückenmitte hin so geformt sind, daß sie den architektonischen Forderungen und den statischen Belangen entsprechen.

Es ergaben sich auf diese Weise zwangsläufig außerordentlich geringe Trägerhöhen von 1,36 m in Brückenmitte bzw. 2,60 m über den Stützen, d. h. $^1/_{44}$ bzw. $^1/_{23}$ der Rahmenstützweite.

Auf der ganzen Länge des Brückenüberbaues ist die Ausführung von die Brückentafel unterstützenden Querträgern vermieden worden. Dies war möglich, weil die in beiden Richtungen vorgespannte Platte imstande ist, die Lastverteilung vorzunehmen, die sonst allgemein den Querträgern zugewiesen wird. Nur über den Stützen ist ein Querträger oberhalb der Druckplatten angeordnet worden, um die Teilkraft, die durch den Knick der Druckplatte nach unten wirksam wird, aufzunehmen. Das Fehlen von Querträgern unterhalb der Brückentafel hat den großen Vorteil, daß die Vielzahl der Versorgungsleitungen, die bei ihrem endgültigen Ausbau die Innenräume zwischen den Trägern fast ganz ausfüllen werden, ohne jede Behinderung in gerader Richtung verlegt werden können.

Die Hauptstützen des Systems sind 80 cm breit. Wasserseitig haben sie aus architektonischen Gründen eine Neigung erhalten. Die Balkenhöhe der Kragarme nimmt über den Durchgängen entsprechend der Abnahme der Biegemomente ab. Die vorgespannten Zugstreben haben einen Querschnitt von 40/40 cm; sie wurden innerhalb des Spundwandkastens des Brückenfundamentes noch einmal verschieblich unterunterstützt, um die Belastungeinflüsse aus der darüberliegenden Bodenauffüllung auszuschalten.

Die Brücke ist auf einem durchgehenden Stahlbeton - Streifenfundament von 4,87 m Breite und 23,12 m Länge gegründet, dessen Sohle rund 7,0 m unter dem Alsterspiegel in sehr festem trockenem Mergel gebettet ist. Diesem Baugrund kann eine Belastung von rd. 3 kg/cm² mit Sicherheit zugemutet werden. Das errechnete Verhältnis der Horizontalkraft zur gleichzeitig auftretenden, senkrechten Last ist 1 : 6,5 für ständige Lasten bzw. 1 : 4,7 im ungünstigsten Belastungsfall. Es liegt also beträchtlich unter dem im allgemeinen für diesen Boden als zulässig erachteten Wert von 1 : 3. Als zusätzliche Sicherung gegen eine waagerechte Verschiebung des Fundamentes wurde längs der im Boden verbleibenden Spundwand ein Druckbalken angeordnet und zwischen diesem und dem Streifenfundament die Verbindung durch Stahlbetonrippen hergestellt.

Die ungewöhnlich langen Parallel-Flügelwände und die wasserseitigen Stirnwände der beiderseitigen Anschlußbauwerke stützen das eigentliche Brückentragwerk nicht. Sie dienen im wesentlichen

nur zur Begrenzung des an die Brücke herangeführten Erddammes und sichern die freie Beweglichkeit der aufgelösten Rahmenecken des Systems. Um anzudeuten, daß es sich hier nicht um Widerlager im üblichen Sinne handelt, wurden zur Verblendung der Sichtflächen der Anschlußbauwerke großflächige Platten aus Gertelbacher Granit (Schwarzwald) ohne Verband versetzt. Die Zugstreben des Brückenüberbaues sind mit ausreichendem Spiel durch Aussparungen in der Grundplatte der wasserseitigen Stirnseiten geführt. Diese Anschlußbauwerke wurden in tragfähigem Boden auf 12 bis 15 m langen Stahlbetonpfählen 34/34 cm gegründet. Der Erddamm der Straße ist bis zum Abschlußbalken der Schlepp-Platte geführt und dann unterhalb der Zugstreben bis zur wasserseitigen Stirnwand flach abgeböscht.

Der Berechnung des Tragwerkes ist eine Belastung gemäß Brückenklasse 60 nach DIN 1072, Ausgabe 1952, zugrunde gelegt worden. Darüber hinaus war Rissesicherheit für Alleinfahrt eines Culemeyer-Wagens von 100 t Gesamtgewicht zu gewährleisten. Die Bemessung richtete sich nach DIN 1045, Ausgabe 1943, DIN 1075, Ausgabe 1952, und für die vorgespannten Bauteile nach DIN 4227, Entwurf 1950.

Das Tragwerk wurde in Dywidag Spannbeton hergestellt[2) 3)]. Der Vorspannstahl, ϕ 26 mm von 60 kg/mm² gewährleisteter Streckgrenze und mindestens 90 kg/mm² Bruchfestigkeit, wurde vom Hüttenwerk Rheinhausen in den angeforderten Teillängen mit aufgerolltem Feingewinde geliefert, durch Muffenstöße verbunden, in Blechrohren von 30 mm li. Durchmesser verlegt und an den Enden mittels Platten und Muttern verankert.

Nach dem Erhärten des Betons sind die Bewehrungsstränge unter Verwendung von Spezialpressen einzeln gespannt worden, wobei die eingetragene Spannkraft sowohl durch Messung der Längenänderung des Bewehrungsstranges als auch durch Ablesen der Pressenkraft am Manometer überwacht wurde.

Außerdem sind besondere Spannungsmessungen an einer Reihe von Spannstäben durchgeführt worden, um die Reibungsverluste infolge der Abbiegung der Stäbe genauer festzustellen. Diese durch Herrn Prof. Dr.-Ing. *Ebner* durchgeführten Messungen bestätigten die in der Statischen Berechnung angenommenen Reibungsverluste. Über die Durchführung dieser Messungen und ihre Ergebnisse wird später noch besonders berichtet werden.

Der Beton des Tragwerks wurde als B 300 hergestellt, mit einem Zementgehalt je m³ von nur 310 kg hochwertigem Breitenburger Portlandzement. Im Hinblick darauf, daß die gesamte Betonmenge durch Pumpen befördert und eingebracht wurde, mußte der Wasserzementwert zu 0,59 gewählt werden. Die unter gleichen klimatischen Bedingungen wie der Bauwerksbeton gelagerten Probewürfel ergaben nach siebentägiger Erhärtung bei Temperaturen nahe dem Gefrierpunkt Druckfestigkeiten von i. M. 210 kg/cm² und nach 28 Tagen von i. M. 340 kg/cm².

Der Beton der Fundamente und der Anschlußbauwerke wurde unter Verwendung von hochwertigem Alsen-Portlandzement als B 225 hergestellt.

Gemäß den Ausschreibungsbedingungen war das Haupttragwerk in der Längsrichtung voll vorzuspannen, während für die Brückentafel beschränkte Vorspannung gemäß DIN 4227 zugelassen wurde. Die Druckplatte und der Querträger über den Druckstützen wurden ebenfalls in Spannbeton ausgeführt. Schließlich mußten die Hauptträger im Bereich der Stützen auch senkrecht vorgespannt werden, da hier die Schubspannungen andernfalls die zulässige Grenze überschritten hätten.

Die Spannglieder in den Längsträgern folgen dem Verlauf der Biegezugkraft. Sie wurden in schlanken Bögen von der Unterseite der Balken in Feldmitte nach oben geführt und über den Stützen durch Zulagen vermehrt (Bild 8). Ein Teil der bis zu 87 m langen Stränge wurde überdies seitlich in den Plattenquerschnitt abgelenkt, um auch hier die auftretenden Zugkräfte infolge des Stützmomentes der Hauptträger zu überdrücken. Die Spannbewehrung wurde in bewährter Weise durch zweckmäßig entworfene Aufhängebügel in geschweißter Flachstahlkonstruktion festgelegt, so daß in jedem Schnitt der errechnete Schwerpunkt des Bewehrungspaketes eingehalten werden konnte. Auch in der Querrichtung wurde dadurch der genaue Abstand der Stäbe gewährleistet und ebenso die Freihaltung der für die Verdichtung des Betons erforderlich Schlitze für das Herunterführen der Rüttelflaschen.

Besonders eingehend wurde das Zusammenwirken der Brücke tafel mit den fünf Hauptträgern, d. h. ihre lastverteilende Wirkun statisch untersucht. Mit Hilfe von Fourier-Reihen wurden Einflu linien unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeiten von Platte ur Träger sowie dessen Torsionssteifigkeit ermittelt und festgestell daß bei der gewählten Art des Tragwerks von einer Einzellast Brückenmitte über einem inneren Träger etwa 50% auf diese Balken unmittelbar, der Rest auf die anderen Träger übergeh Eine Last auf dem auskragenden Fußweg wirkt sich bis zum en gegengesetzten Randträger aus. Die günstige Wirkung der Bieg steifigkeit der Platte auf die Verteilung der Last auf die einzeln Träger bedingte, daß im Feldbereich der Hauptträger die Se kungen der Auflager der Brückentafel bei der Bemessung der Plat berücksichtigt werden mußten. Sie haben beispielsweise zur Folg daß bei feldweiser Belastung eines durchlaufenden Plattenstreifen die Stützmomente u. U. sogar positiv und die Feldmomente unt den gleichen Bedingungen nicht unerheblich größer werden könne als die eines starr gestützten Plattenstreifens.

Die Prüfung der Statischen Berechnung des Spannbeton-Tra werkes war Herrn Prof. Dr.-Ing. *Dischinger* übertragen und wur nach seinem Ableben von Herrn Prof. Dr.-Ing. *Koepcke* zu En geführt.

Der Brückenbau wurde von der Arbeitsgemeinschaft Dyckerho & Widmann K. G. — Wayss & Freytag A. G., Hamburg, Mit Mai 1952 begonnen und in sieben Monaten im Rohbau fertigg stellt. Der letzte Beton des Überbaues ist am 23. 12. 1952 ei gebracht worden. In den Monaten Januar und Februar 1953 kon ten die Spannglieder gespannt, der Verbund durch Auspressen he gestellt und die Lehrgerüste abgebaut werden. Nach Durchführu der Restarbeiten, wie Aufbringen des Fahrbahnbelages, Verblend der Anschlußbauwerke, Versetzen der Geländer und Heranführ der Straßen an die Brücke, wird die gesamte Anlage Ende Ap 1953 dem Verkehr übergeben werden.

Bild 9. Pfahlrammung für das Lehrgerüst.

Über die Bauausführung im einzelnen mögen folgende Angabe von besonderem Interesse sein:

Das Lehrgerüst wurde auf 12 bis 15 m langen Holzpfählen e richtet (Bild 9). Zum Ausrüsten waren Sandtöpfe zwischen Obe und Untergerüst angeordnet. Die drei für den Schiffsverkehr a

Bild 10. Lehrgerüst.

[2)] *Finsterwalder*, Dywidag-Spannbeton. „Bauingenieur" 27 (1952), Heft 5, S. 141 ff.

Alster freizuhaltenden Durchfahrtsöffnungen von je 7,50 m r Weite zwischen den Leitwerksplanken wurden durch Stahl- r überbrückt (Bild 10). Für die unmittelbare Einrüstung der kentafel hat sich der Einsatz von Hico-Schalungsträgern als zweckmäßig erwiesen.

Bild 11. Beton-Mischanlage und -Pumpe.

ch eingehenden Versuchen an Probewänden entschied man sich eine Einschalung der später sichtbar bleibenden Flächen des baues mit 4″ breiten und 5/4″ dicken, gehobelten und gespun- n Schalbrettern nordischer Herkunft, obwohl eine spätere Be- tung der Brücke von vornherein vorgesehen war. Es hatte sich ich gezeigt, daß bei einer steinmetzmäßigen Behandlung der fläche durch Stocken oder Spitzen die lungsfugen um so mehr in Erscheinung n, je unzulänglicher die Dichtigkeit der ung an den Brettfugen ist. Da bei dieser ke wegen ihrer städtebaulichen Bedeu- besonders hohe Anforderungen an das ehen der Sichtflächen gestellt werden en, wurden die beschriebenen Schal- er so dicht verlegt und fest verschraubt, praktisch fugenlose Schalflächen entstan- Das ungewöhnlich feuchte Wetter des angenen Herbstes begünstigte den ange- ten Zweck, indem es einem Austrocknen Holzes und einem Öffnen der Fugen egenwirkte. Die Brettfugen wurden so ordnet, daß sie durchweg quer zur kenachse verliefen, d. h. die Balken- e wurden senkrecht, sämtliche Platten die Balkenböden quer geschalt.

i der Schalungsverankerung wurde be- erer Wert darauf gelegt, daß in den ren Sichtflächen der Randbalken mög- wenig Bolzenlöcher notwendig wurden. wurden gleichmäßig angeordnet und dem Ausschalen mit einem dem Beton Balken entsprechenden Beton praktisch htbar plombiert. Ebenso sollte ver- en werden, daß die Fugen der Beto- bschnitte in Erscheinung traten. Des- wurden diese auf — halbseitig — vier 17,5 m lange Abschnitte beschränkt und Aufeinanderfolge der Betoniertage so elegt, daß anstatt besonderer Schluß- e zwischen den einzelnen Abschnitten etzten Betonierabschnitte zwischen der telstrecke und den Bereichen über den kstützen sozusagen als breite Schluß- e ausgeführt werden konnten. Dies war möglich, weil der Beton bei ausgesprochen kühler Witterung in einem Zeitraum von 14 bis 16 Stunden je Abschnitt eingebracht werden konnte, erforderte andererseits aber wegen der beachtlichen Länge des Überbaues, daß bereits wenige Tage nach dem Betonieren eine Teilvorspannung vorgenommen wurde, um das Entstehen von Temperatur- und Schwindrissen im Beton zu verhindern.

Der Beton aller Bauteile wurde unter Einsatz von zwei Torkretbetonpumpen mittels 180 mm weiten Rohrleitungen eingebracht. Der Zement wurde in Zementbehälterfahrzeugen lose angeliefert und pneumatisch in zwei 26-t-Stahlsilos gedrückt (Bild 11). Von dort wurde er nach Gewicht unmittelbar in die Aufzugskästen der 1000-l-Kaisermischer zugegeben. Die in Tiefsilos gelagerten Zuschlagstoffe wurden in vier Körnungen in fahrbare Gattierungswaagen mit Muldenkippern abgezogen und mit Hilfe einer Diesellok zur Mischanlage befördert.

Die Gleichmäßigkeit der Betonfestigkeit wurde ferner durch den Einsatz von Wasserdurchlaufmessern an den Mischmaschinen gewährleistet, wie auch durch den Umstand, daß das Pumpen eine Entmischung auf dem Transportweg ausschloß. Die durchschnittliche Leistung einer Pumpe ergab sich zu 13 m³/Stunde.

Die Ausführung des umfangreichen Bauwerkes in einer Bauzeit von noch nicht einem Jahr erforderte eine peinlich genaue Vorbereitung des Bauablaufes, eine großzügige Einrichtung der Baustelle (Bild 12) und den Einsatz von i. M. 150 Arbeitskräften, die bis zum Einbruch des Winters in Doppelschichten arbeiteten. Findlinge im Baugrund, Verzögerungen in der Lieferung der stählernen Spundbohlen, viel Regen und ein früher Winter brachten wohl Schwierigkeiten mit sich, die jedoch die Einhaltung des Arbeitsplanes im ganzen nicht gefährdeten.

So ist in bester Zusammenarbeit aller Beteiligten ein Bauwerk entstanden (Bild 13), das sich in die Reihe der markanten hamburgischen Brücken würdig einreiht und Zeugnis vom hohen Stande der heutigen Brückenbaukunst gibt.

Bild 12. Luftbild der Baustelle.

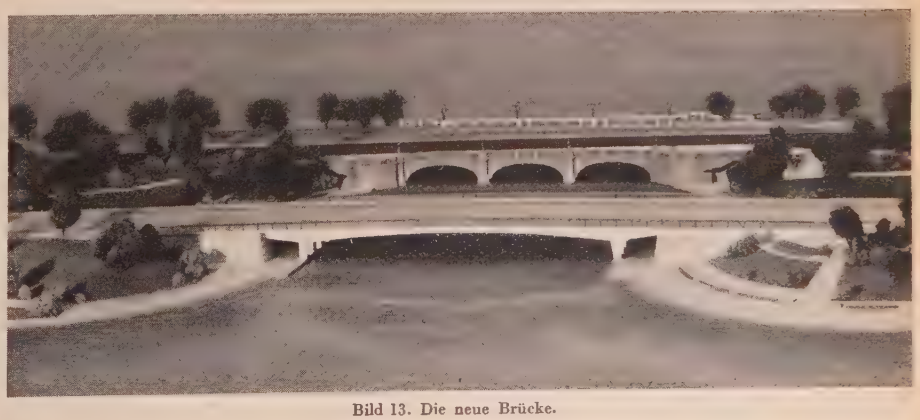


Bild 13. Die neue Brücke.

Baustoffliche Grundlagen der Theorie des Stahlbetons.

Von Dipl.-Ing. Hans Schröder, Berlin.

Langjährige Untersuchungen und Messungen an ausgeführten Stahlbetonbauwerken zeigen, daß sich die Meßergebnisse weitgehend mit den Rechnungsergebnissen decken. Demnach verhalten sich Stahlbetonbauwerke innerhalb der zulässigen Spannungsgrenzen wie elastische Gebilde, für die die Annahmen der Elastizitätstheorie zutreffen[1]).

Die Elastizitätstheorie setzt jedoch vollkommen homogene isotrope, elastische Körper voraus mit gleichem Elastizitätsmaß für Druck und Zug. Der Stahlbeton dagegen ist ein Verbundkörper aus zwei Stoffen mit völlig verschiedenen Eigenschaften; er ist in hohem Maße heterogen. Ferner ist der Beton selbst ein Konglomorat verschiedenster Korngrößen, das mit zahlreichen Poren und Hohlräumen durchsetzt und durch die Zementkristalle verkittet ist. Innerhalb eines Baukörpers aus Beton oder Stahlbeton wechselt zudem noch infolge nicht zu vermeidender Unzulänglichkeiten und Unregelmäßigkeiten in der Herstellung die Kornzusammensetzung, der Zementgehalt sowie die Porenziffer und damit die Dichtigkeit. Der Körper „Beton" ist somit streng genommen anisotrop und diskontinuierlich.

Allerdings ist festzustellen, daß in der Regel selbst die größten Einzelstücke der Zuschlagstoffe im Verhältnis zu den Querschnittsabmessungen der Bauteile größenordnungsmäßig klein sind und daß der Beton deshalb, wenn man von den Mittelwerten der Festigkeitseigenschaften der Zuschlagstoffe ausgeht, als homogen und kontinuierlich angesehen werden kann. In diesem Zusammenhang spielt das Gesetz der großen Zahl eine Rolle, nach dem die Variationsbreite der Eigenschaften einer großen Menge ähnlicher Körper mit steigender Größenordnung der Menge einem statistischen Mittelwert zustrebt, der dann als spezifische Eigenschaft der integrierten Menge, d. h. des Körpers, erscheint. So entsteht das Bild, daß Beton und Stahlbeton sich von einem bestimmten Größenverhältnis der Bauteilabmessungen zu den Einzelteilchen und innerhalb bestimmter Lastgrenzen so verhalten, als ob sie homogene, vollkommen elastische Körper wären.

Gleichzeitig zeigt sich aber auch ein plastisches Verhalten von einem Ausmaß, das bei der Bemessung nicht vernachlässigt werden kann. Obwohl es allgemein bekannt sein dürfte, daß es im streng physikalischen Sinne keine vollkommen elastischen Körper gibt, ist es bei dem Bemühen um die Schaffung einer allgemein gültigen Theorie des Betons und Stahlbetons manchmal übersehen worden, daß die Elastizitätstheorie nur eine brauchbare Arbeitshypothese darstellt, die aus Gründen der übersichtlichen mathematischen Behandlungsmöglichkeit von stark vereinfachenden, wenn auch physikalisch anfechtbaren Annahmen ausgeht. Sie hat sich zur Ermittlung der Stabkräfte eines Tragwerkes voll bewährt, trifft aber für die Verteilung der Kräfte innerhalb eines Querschnittes nur bedingt zu. Das elasto-plastische Verhalten des Betons und Stahlbetons bedarf bis zur Schaffung einer widerspruchsfreien Theorie als dem der Wirklichkeit entsprechenden geistigen Bild noch der Klärung mancher Fragen durch die Grundlagenforschung.

Die Forschung der letzten Jahre, besonders in Frankreich[2]), versucht die plastischen Erscheinungen des Kriechens und Schwindens und ihre Zusammenhänge aus der Struktur des Betons und Stahlbetons zu erklären. Sie werden unter dem Sammelbegriff der Anpassungsfähigkeit des Betons und Stahlbetons zusammengefaßt. Die Gesetzmäßigkeiten des elastischen Verhaltens wie auch des Schwindens und Kriechens sind zwar durch empirische Forschung weitgehend geklärt und bekannt, über die Vorgänge und Ursachen, die zu diesen Erscheinungen führen, sind jedoch bisher nur Hypothesen aufgestellt worden, die sich zwar teilweise durch Versuche bestätigen, deren letzte Richtigkeit aber noch dahingestellt sein mag[3]).

Bei den Anpassungserscheinungen spielt das Kapillarwasser den Poren eine wichtige Rolle. Durch die Kapillarwirkung trete an den Porenwänden recht beträchtliche Zugspannungen auf, d mit kleiner werdenden Porendurchmessern und fortschreitend Bindung des Porenwassers an die Zementkristalle als Krista wasser und Verdunstung größer werden. Durch die Belastun zu der auch die Kapillarwirkung rechnet, wird infolge der elast schen Verformungen auch das Volumen der Poren veränder Hierdurch werden Fließbewegungen des Porenwassers erzwunge die nur sehr langsam verlaufen, ähnlich wie bei den tonig Böden, die sich auch noch sehr lange nach dem Aufbringen d Last setzen. Dadurch verzögert sich die Herstellung des neu Gleichgewichtszustandes. Diese Verzögerung wiederum kann d Einfluß der Geschwindigkeit der Lastaufbringung auf das Elast zitätsmaß des Betons erklären sowie dessen große Unterschied die man erhält, je nachdem man die Last statisch oder dynamis in Form von Schwingungen oder Stößen aufbringt. Der Bet paßt sich, wenn auch langsam, den Belastungsverhältnissen an.

Beim Beton macht sich noch ein anderer Einfluß bemerkba Die Spannungen zwischen den Einzelteilen eines beliebig b lasteten Betonkörpers weichen, bedingt durch den Porengeha von einem Punkt zum andern mehr oder weniger voneinand und infolgedessen von den theoretischen Spannungen ab. Sie we den bei porenreichem Beton an den Berührungspunkten erhebli höher sein. Unter dem Einfluß dieser Kräfte, vermehrt um d Kapillarspannungen, treten wahrscheinlich an den Punkten m Spitzenbelastungen teilweise Zerstörungen der Kalziumsilikat- u Aluminatkristalle des Zementkittes ein. Die Kristallnadeln si im Porenwasser eingebettet, das eine gesättigte Kalkhydratlösu bildet. Man nimmt an, daß die Neubildung von Kristallen in de artigen Lösungen von den Spannungen abhängt, denen die Lösu und die Kristalle ausgesetzt sind. Bei Druck lösen sich die a stärksten belasteten Kristalle vorübergehend auf und kristal sieren verkürzt wieder aus. Umgekehrt verlängern sie sich b Zugeinwirkung[4]). Unter Dauerlast entstehen somit bleiben Formänderungen, das Schwinden und Kriechen des Betons. Hi spielen die Gesetze der Kristallbildung in gesättigten Lösung unter Druck bzw. Zug mit hinein, nach denen das Auskristal sieren bei steigendem Druck sich verlangsamt und bereits gebilde Kristalle bei einem spezifischen Druck wieder in Lösung übe gehen. Diese Erscheinungen wirken sich dann so aus, als ob d Natur bestrebt sei, Überlastungen abzubauen und tragfähige G bilde aufzubauen. Dem Praktiker sind diese Vorgänge a „Schläue" des Materials bekannt. Sie bieten ferner eine Erkläru dafür, daß der Wasseranteil im Beton einen bestimmten Betr nicht unterschreiten darf. In einem ausgetrockneten, „verbran ten" Beton ist eine Umbildung der Kristalle nicht mehr möglic es entstehen die Schwindrisse. Die Plastizitätserscheinungen d Betons bedürfen zu ihrer Entstehung verhältnismäßig langer Zei räume der Einwirkung ihrer Ursachen. Zudem vollziehen si chemische Umwandlungen im Aufbau der Zementkristalle, Re fungsvorgänge, die später nicht mehr umkehrbar sind. Im Lau der Zeit verliert sich die Fähigkeit des Umkristallisierens, d Schwinden und Kriechen klingt langsam ab. Als Bestätigung di ser Vorgänge kann man Erscheinungen an einem Brückenneub in der Schweiz deuten, über die Ing. *A. Bils*, Belgien, berichte Nach dem Ausschalen einer Stahlbetonbrücke zeigten sich leic Rißbildungen. Der leitende Ingenieur ließ die Unterstützung wieder einbauen und die Rißstellen durch Kompressen mit kalte Wasser abdecken. Nach kurzer Zeit schlossen sich die Risse, un die Brücke konnte dem Verkehr übergeben werden. Ähnliche E scheinungen sind auch sonst an noch verhältnismäßig junge Betonteilen beobachtet worden. Die Rißflächen sind dur Kristallneubildung bzw. Verkalkung verwachsen wie bei eine Knochenbruch. Offensichtlich schließen sich auf gleiche Weise d kleinen bis zu 1/10 mm breiten Kapillarrisse. Soweit sich aus de Beobachtungen schließen läßt, geht die Fähigkeit des Ausheile von Rissen mit zunehmendem Alter des Betons verloren.

---

[1]) *Mirko Roš*, Die materialtechnischen Grundlagen nnd Probleme des Eisenbetons im Hinblick auf die zukünftige Gestaltung der Stahlbetonbauweise. Bericht Nr. 162 der EMPA 1950, Zürich.

[2]) *Paduart*, Les phènomènes d'adaption du beton armé. Technisch-Wetenschappelijk Tijdschrift, H. 10, 1951, S. 242.

[3]) *Freyssinet*, Une révulotion dans les techniques du béton, Paris 1926, hierzu auch *Gehler*, Hypothesen und Grundlagen für das Schwinden und Kriechen des Betons, Bautechn. 15 (1938), Heft 10/11, S. 134 ff., Heft 30, S. 389 ff., Heft 31, S. 401 ff.

[4]) *Wettstein*, Dehnung und Verfestigung. B. u. St. 48 (1953), Heft 1, S. 11.

. den Erscheinungen der Anpassung muß auch die Tatsache ılt werden, daß bei Stahlbetonbalken kurz vor dem Bruch- ınd, im sogen. plastischen Bereich, die Druckspannungen nicht - linear, d. h. dreieckförmig, verteilt sind. Für die Begrenzung Druckspannungsdiagramms sind eine ganze Reihe von Vor- gen gemacht und dem *n*-freien Bemessungsverfahren zu- de gelegt worden. In Heft 103 des D. A. f. St. hat *Haber-* : die wesentlichen *n*-freien Theorien kritisch verglichen, ohne Endgültiges über deren Richtigkeit gesagt werden konnte. . hier sind weitere Versuche zur Klärung der Zusammenhänge endig. Als wichtiges Ergebnis konnte jedoch die Erkenntnis ›nnen werden, daß das zulässige Biegungsmoment als Funk- des Betonwiderstandes den nach dem klassischen Verfahren ıtelten Wert im Mittel um 30% überschreitet. Allein hieraus llt schon die große Bedeutung, die eine genaue Kenntnis der ıssungserscheinungen des Betons auf die wirtschaftliche Aus- ıng der Beton- und Stahlbetonquerschnitte gewinnen kann.

ınliche Erscheinungen treten in statisch unbestimmten Systemen In gefährdeten Querschnitten werden Spannungsspitzen ab- ıut und auf die Nachbarquerschnitte verlagert. Die Kon- ɛtion sucht sich also einem möglichst in allen Querschnitten ı großen Widerstandsvermögen anzupassen. Im Bruchzustand en dann alle beanspruchten Querschnitte bis zur Grenze ihrer fähigkeit belastet.

ınzlich anderer Natur ist die **Anpassung**, die die Bewehrung ›tahlbetonkörpern bewirkt. Durch die Stahlbewehrung mit n sechs- bis zehnfach größeren Elastizitätsmaß wird der lbetonkörper in hohem Maße heterogen und anisotrop. Die endung der Elastizitätstheorie setzt aber einen idealen, iso- en und homogenen Stoff voraus. Daß man sie trotzdem für Bemessung verwenden kann, beruht darauf, daß durch die ügung der Bewehrungsstäbe im Bereich der Zugspannungen dem Beton gefährlich werdenden Zugspannungen vom Stahl enommen werden. Das trifft zu für die Zugbewehrung der en und Platten, für die Schubbewehrung, die annähernd den ɔtzugspannungslinien folgt, und für die Torsionsbewehrung auf Verdrehung beanspruchten Querschnitte. Aufschluß über : Zusammenhänge gibt die Untersuchung des Verhaltens zweier gegenseitig durchdringender Körper mit verschiedenen Festig- eigenschaften. Es zeigt sich, daß bei Belastung die Haupt- nungstrajektorien zum Körper mit dem größeren Elastizitätsmaß hin abgelenkt werden. Das ist auch beim Stahlbeton der Fall. Die Bewehrung zieht die Hauptspannungslinien an wie ein Stahlstück die magnetischen Feldlinien. Durch die Überleitung der Hauptspannungslinien auf den Bewehrungsstahl wird der Beton entlastet und dessen Zugspannung auf ein erträgliches Maß herabgesetzt. Man hat es somit in der Hand, die Spannungen in beschränktem Umfange durch die Führung der Bewehrung zu lenken und zu bündeln.

Die Grenzen der Ablenkungsfähigkeit der Hauptspannungslinien werden durch die Haftfestigkeit zwischen den Rundstählen und dem Betonmantel sowie durch die Druckfestigkeit des Mantelbetons gezogen. Je höher die Haftfestigkeit ist, desto kürzer und stetiger ist der Ablenkungsfluß der Kraftlinien. Auch hier sind noch eine Reihe von Fragen offen und durch Versuche zu klären.

Jedenfalls steht heute schon soviel fest, daß zur Erzielung eines möglichst rissefreien Stahlbetons durch die Bewehrung ein Spannungszustand anzustreben ist, der sich weitestgehend dem des idealen, vollkommen elastischen Körpers angleicht. Das kann dadurch erreicht werden, daß man die Bewehrung möglichst eng dem Verlauf der Hauptspannungstrajektorien anpaßt, wie er sich für den Idealkörper ergibt, und daß man eine zu starke Bündelung der Zugspannungen in dicken Rundstählen vermeidet, dafür eine größere Anzahl dünner Stähle wählt, die entsprechend den Hauptzugspannungen verteilt werden.

Aus einem anderen Forschungsgebiet, der **Atomphysik**, wird über neue Erkenntnisse berichtet, die geeignet sind, Licht in die Grundlagen der Festigkeit der Stoffe zu bringen. Professor *Rüsch* hat darüber auf der Berliner Betontagung 1952 berichtet. Hier spielen die zwischen zwei Atomen wirksamen Anziehungs- und Abstoßungskräfte, die nach verschiedenen Potentialfunktionen verlaufen, eine Rolle. Auch von dieser Seite her sind Einsichten zu erwarten, die zur Klärung der beschriebenen Anpassungserscheinungen beitragen werden.

Die genaue Kenntnis der Anpassungsvorgänge ist zudem notwendig, um den tatsächlichen **Sicherheitsgrad eines Tragwerkes** zu ermitteln. Zwischen dem rechnerischen und dem tatsächlichen Sicherheitsgrad besteht heute noch ein erheblicher Unterschied. Weitere Spannungserhöhungen und wirtschaftlichere Bemessungsverfahren sind nur möglich nach eingehender Klärung der Anpassungsursachen. Es ist daher nicht von ungefähr, wenn sich die Forschung heute diesen Fragen besonders widmet.

Vermischtes

.-Ing. Fritz Weber 60 Jahre.

m 8. April beging Dipl.-Ing. *Fritz Weber* in Stuttgart seinen Geburtstag. Ein großer Kreis von Freunden und Fachkollegen Wissenschaft und Praxis vereinigt seine Wünsche für diesen müdlichen und stets hilfsbereiten Ratgeber im Beton- und lbetonbau darin, daß ihm die Freude am Beruf und die unochene Schaffenskraft noch für lange Jahre zum Nutzen der wirtschaft erhalten bleiben möge. — *Fritz Weber* wurde am pril 1893 in Berlin geboren. Dort absolvierte er Schule und Studiensemester. Als hoch ausgezeichneter Kampfflieger aus ersten Weltkrieg gesund wieder heimgekehrt, beendete er 1920 Studium an der TH Charlottenburg. Sehr schnell entwickelte *Weber* zu einem kenntnisreichen und erfahrenen Ingenieur. Grund seiner regen Mitarbeit an der Gütesteigerung im Beton- Stahlbetonbau und seiner viel beachteten Veröffentlichungen ɛlt er 1926 eine Berufung als Leiter der Bauberatungsstelle des tschen Zementbundes in Breslau. Hier wurde *Weber* vor allem inem der erfolgreichsten Vorkämpfer im Betonstraßenbau. Die Güte auch der ältesten schlesischen Betonstraßen zeigt, wie dlich er die Bauvorgänge durchforscht hat und wie richtig immer geschätzten Ratschläge bei Bauherren und Unternern aufgenommen wurden. In Fachaufsätzen ist er vielfach ungweisend geworden, sein Wort hat in technischen Verbänden in der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen einen n Klang. — Der Ausgang des zweiten Krieges, den *Weber* erum als Luftwaffenoffizier durchmachte, hat ihm an Leid und erkeit nichts erspart. Nach dem frühen Tode seiner Frau, Verlust an Heim und Arbeitsplatz folgte der trostlose Weg in jahre- e russische Gefangenschaft. Der Spätheimkehrer stand vor dem ts, packte aber sofort zu und baute in vorbildlicher Weise die beratung des Deutschen Beton-Vereins wieder auf. In der Nachgszeit hat *Weber* erneut über 1000 Baustellen betreut, den Kontakt zwischen Forschung und Praxis eng geknüpft und seine wertvollen Anregungen in den „Erfahrungen aus der Bauberatung des Deutschen Beton-Vereins" zusammengefaßt und verbreitet, eine Arbeit, die laufend ergänzt wird. Seine wertvollen Beiträge in Fachzeitschriften werden besonders von den Praktikern begrüßt. So hat sich *Weber* auch über seinen neuen süddeutschen Wirkungskreis hinaus als hervorragender Bauingenieur hohe Anerkennung verschafft und sich zu dem unentbehrlichen Mitarbeiter gemacht, den die Fachwelt noch recht lange in ihren ersten Reihen sehen möchte.

Streit.

Vorspannung eines zylindrischen Behälters.

Für den neuen Nachfaulraum der Kläranlage Heilbronn, einen frei über dem Gelände stehenden Behälter mit 16 m Innendurchmesser und einer Höhe von 10,5 m war in Anbetracht dieser Abmessungen und wegen der Gewährleistung der Dichtigkeit vorgeschrieben, die Außenwand des Behälters vorzuspannen. Die beauftragte Firma *Ludwig Bauer*, Stahlbetonbau, Stuttgart, hat bei diesem Behälter erstmalig in Deutschland das Schweizer Spannsystem BBRV angewandt.

Hierbei wird die fertig betonierte Stahlbetonbehälterwand mit einem gespannten Draht umwickelt. Die Wickelmaschine besteht aus Antriebswagen und Spannwagen (Bild 1). Der Antriebswagen läuft auf dem oberen Behälterrand und wird mittels eines Fachwerkarmes um einen in Behältermitte befestigten Lagerzapfen geführt. An dem Antriebswagen hängt der Spannwagen, der mit Gummirädern auf der Behälterwand läuft. Die Verbindungswelle zwischen Antriebswagen und Spannwagen treibt einerseits den Spannwagen an und zieht ihn andererseits langsam nach oben, dabei die Ganghöhe der Umwickelung des Behälters regelnd.

Der Spannwagen wickelt den 4 mm dicken Spanndraht mit einer Kraft von 1100 kg auf die Behälterwand auf. Die Gegen-

kraft gewinnt der Spannwagen durch ein endlos um den Behälter gelegtes angespanntes Drahtseil, an dem er sich gewissermaßen entlangzieht.

Bild 1. Werkfoto Ludwig Bauer

Der von der Firma *Felten & Guillaume* gelieferte Spanndraht St 180/200 wurde in Rollen von 1 m Durchmesser und rd. 55 kg Gewicht angeliefert. Er wurde mit Hilfe eines Sondergerätes durch Umschnürung der beiden übereinandergelegten Drahtenden gestoßen.

Mit einem Spannungsmesser wurde die Spannung des aufgewickelten Drahtes laufend nachgeprüft (Bild 2). Wenn sich dabei geringere als die verlangte Spannung ergab, wurden die Drahtabstände, also die Ganghöhe der Umwickelung, vermindert, so daß immer die erforderliche Spannkraft in der betrachteten Behälterringzone gewährleistet war.

Die Spanndrähte waren jeweils alle Meter festgeklemmt damit sie sich nicht bei etwaigen Drahtbrüchen wieder abwickeln konnten.

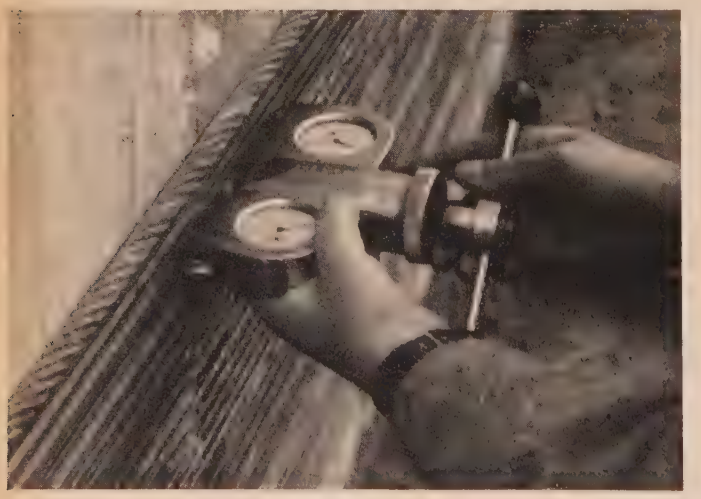


Bild 2. Werkfoto Ludwig Bauer

Bei dem einzigen Drahtbruch (infolge Kälte) wurde festgestellt, daß der sechste Ring unterhalb der Bruchstelle die erforderliche Spannung von 1100 kg noch aufwies.

Die Wand erhielt als Bewehrung jeweils auf beiden Seiten eine Lage Baustahlgewebe. Beim Betonieren der Wand wurden horizontale Betonierfugen vermieden. Die Außenfläche des Betonzylinders mußte ganz gleichmäßig gekrümmt sein und an die Betondichtigkeit und -qualität waren höchste Anforderungen gestellt worden.

Bauer

Vorgefertigte Betonwände[1]).

Auf Grund der Erfahrungen mit vorgefertigten Betonwänden an einer kleineren Ausführung wurden bei einem Fabrikneubau in Marietta, Ohio, 46 450 m² Wände in dieser Bauweise hergestellt.

Für die Größe der Wandtafeln war der Wunsch nach möglichst wenig Verbindungsstellen und nach leichter Handlichkeit maßgebend. Die Abmessungen betragen 2,40 × 2,40 und 2,40 × 3,0 m. Die Höhe der Tafeln richtet sich nach den Gebäudeabmessungen. Die Tafeln sind 12,5 cm dick. Sie bestehen aus zwei äußeren Betonlag von 4,4 cm und einem Kern aus Isoliermaterial von 3,7 cm Dic Der Beton hat ein W_{28} von 195 kg/cm² und ein größtes Korn v 1,8 cm. Es wurden 333 kg frühhochfesten Zements je m³ Bet

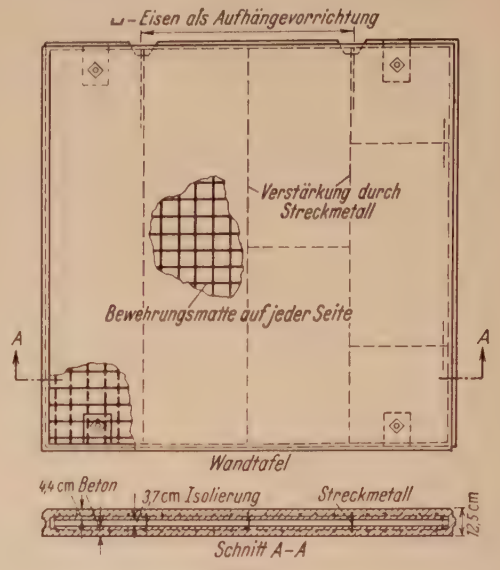


Bild 1.

verwendet. Jede Betonlage ist mit einer Bewehrungsmatte von 10 c Maschenweite bewehrt. Die beiden Betonlagen werden durch schma Streifen von geriffeltem Streckmetall verbunden (Bild 1). A oberen Ende der Tafeln sind zwei U-Profile angebracht und d Beton an zwei Stellen ausgespart, so daß die Tafeln hier angehob

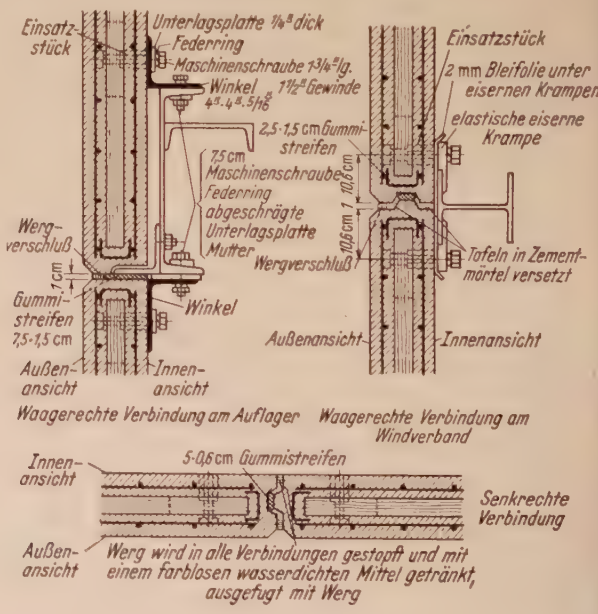


Bild 2.

werden können. Einsatzstücke mit Gewinde zur Aufnahme der Ve bindungsbolzen sind oben und unten einbetoniert.

Da 280 m² Tafeln täglich hergestellt werden, werden zur Au rechterhaltung eines ununterbrochenen Arbeitsvorganges vier ve schiedene Isolierstoffe verwendet. Das sind: vorgefertigte Holzwo platten, vorgefertigte Platten aus Hobelspänen, Zellglasplatten u Glasfaserplatten. Sie wurden in Tafeln von 0,6 × 2,4 m angeliefe

Die Wärmeleitzahl dieser Stoffe schwankt zwischen 0,14 und 0, B. Th. U. (Eine British Thermal Unit = 252 cal), je Stunde Quadrs fuß und Grad Fahrenheit, verglichen mit 0,36 für eine 30 cm dic Ziegelmauer.

Die Platten werden nach allen Richtungen durch Nut und Fed miteinander verbunden. Bevor die Platten aufgestellt werden, wi ein langer Gummistreifen in die Nut einzementiert, und nach d Aufstellung werden die Gelenke mit Werg ausgestopft. Die Rände der Platten werden leicht abgeschrägt, um ein Abbröckeln d

[1]) Nach Concr. and Constr. Engng., 47 (1952), Heft 7, S. 207

en zu vermeiden und etwaige Unregelmäßigkeiten in der Her-
ıng weniger in Erscheinung treten zu lassen. Die Innenansicht
Tafeln, die in Stahlformen hergestellt werden, hat ein mattes
ehen, das durch ein Tuch auf dem Boden der Form erzeugt
. In der Außenansicht erscheinen durch Abziehen mit einem
t und durch nachträgliches Bürsten ungleiche schwache senk-
e Rillen.
de dritte Tafel wird mit Klemmvorrichtungen am Stahlskelett
Gebäudes befestigt (Bild 2). Die Tafeln werden durch einen
aufgestellt. In einer 8-Stunden-Schicht wurden von einem Vor-
iter und 10 Mann 186 m² Wand errichtet. Weiß.

ınbeton in der Schweiz[1]).

r Spannbeton hat sich in kurzer Zeit zu einem der wichtigsten
erfahren entwickelt. Bedingt durch die Patentgesetze wurden
n abendländischen Kulturländern verschiedene Verfahren aus-
det, die in der Fachpresse wiederholt ausführlich beschrieben
en sind. Auch in der Schweiz hat ein eigenes Verfahren seine
ührungsprobe durch eine Reihe größerer Spannbetonbauten
nden. Das sogenannte BBRV-Verfahren wurde von den Dipl.-
nieuren ETH, Zürich, *Birkenmaier*, *Brandestini*, *Roš* und *Vogt*
ickelt. Es besitzt einige bemerkenswerte konstruktive Einzel-
n, die nachstehend kurz beschrieben werden:

Bei dem Verfahren werden Kabelstränge verwendet aus 5 mm dicken Stahldrähten von 160 bis 170 kg/mm² Festigkeit sowie auch Einzelstäbe für kleinere Konstruktionen von 6 mm ∅. Es wird durchweg mit einer Vorspannung von 110 kg/mm² gearbeitet. Die hochwertigen Stahldrähte haben einen großen Federweg (5,5 mm/m), wodurch die Spannungsverluste infolge Kriechens und Schwindens des Betons klein gehalten werden können. Ferner besitzen die Drähte wie die der anderen Systeme große Kerbzähigkeit, kleines Kriechmaß und ausreichende Ermüdungsfestigkeit. Die Besonderheit des Verfahrens besteht in der ıankerung der Einzeldrähte, die für die Sicherheit der Spann-
ung ausschlaggebend ist. Die genau abgelängten Einzeldrähte
den, nachdem die Unterlagsplatte und der Hauptanker über das

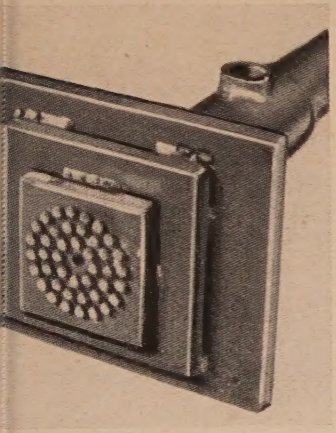
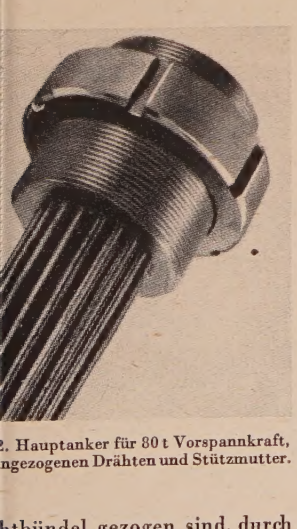


Bild 1.
- Hauptanker für 42 Drähte, 5 mm ⌀.



2. Hauptanker für 80 t Vorspannkraft,
ngezogenen Drähten und Stützmutter.

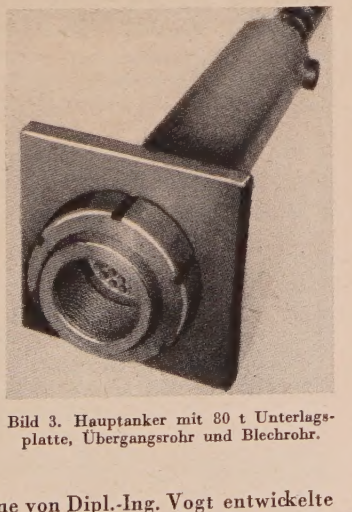


Bild 3. Hauptanker mit 80 t Unterlagsplatte, Übergangsrohr und Blechrohr.

htbündel gezogen sind, durch eine von Dipl.-Ing. Vogt entwickelte
chine kalt gestaucht, so daß ein flach-runder Kopf entsteht,
ch den die Einzeldrähte im Hauptanker festgehalten werden.
bedingung für das Anstauchen der Köpfe ist eine genau recht-
klig zur Stabachse geführte glatte Schnittfläche, die durch eine
ndere Parallelschneide-Maschine erzeugt wird. Die Bedenken
n angestauchte Köpfe an höchstwertigen Stahldrähten wurden

[1]) Nach Schweiz. Bauztg. 70 (1952), Heft 8, S. 107ff.

durch Zugversuche zerstreut, die für den Kopf die gleiche Festigkeit wie für den glatten Draht ergaben. Am festen Ende besteht der Hauptanker aus einer Platte, die mit einer dem Spannkabel entsprechenden Anzahl von Bohrungen mit 5,5 mm ∅ für die Einzeldrähte versehen ist (Bild 1). Als Spannanker dient ein dickwandiges, topfartiges Rohrstück, dessen Boden mit den Löchern für die Einzeldrähte versehen ist (Bild 2 und 3). Das Rohrstück hat außen ein Grobgewinde für die Stützmutter, die sich gegen die Unterlagsplatte legt, und innen ein Gewinde zum Einschrauben der Zugspindel der Spannvorrichtung.

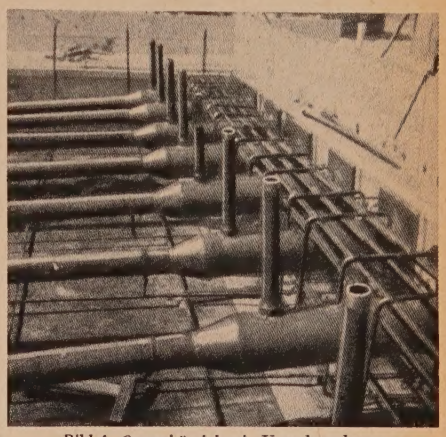


Bild 4. Spannbündel mit Unterlagsplatten und Übergangsrohren und ihren Einpreßstutzen.

Die Einzeldrähte eines Kabels werden in gewissen Abständen gebündelt, dadurch, daß sie um ein Rohrstück geordnet und mit dünnem Draht umschnürt werden. Über das Drahtbündel kommt ein Blechrohr von 60 mm ⌀, dessen Stöße durch Muffen überdeckt werden. Die Enden dieser Umhüllungsrohre sind an den Hauptankern trompetenförmig erweitert und mit der Unterlagsplatte verschweißt. Das letzte Rohrstück hat einen etwas größeren Durchmesser, so daß es teleskopartig über die normalen Rohre

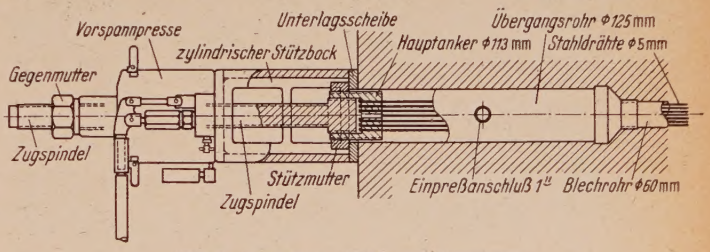


Bild 5. Spannpresse BBRV und Verankerung.

geschoben werden kann und dadurch den Ankerkopf zur Bearbeitung freigibt (Bild 4). Die Spannkabel werden erst an der Baustelle zusammengebaut. Dabei sind die Einzeldrähte bereits genau abgelängt. Die Lage der Kabel im Betonkörper wird wie bei den anderen Verfahren durch Bügel gesichert.

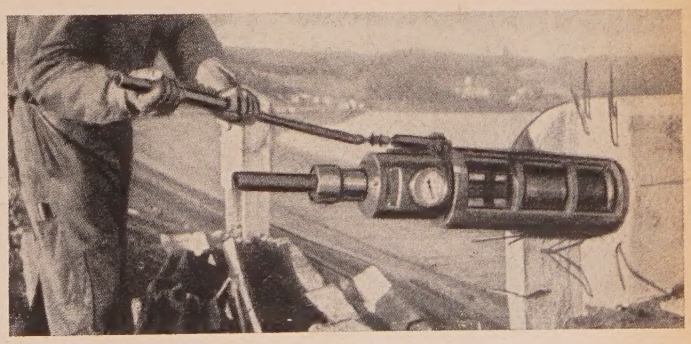


Bild 6. Spannpresse beim Vorspannen.

Nach dem Erhärten des Betons werden die einzelnen Kabel durch eine sinnreich ausgebildete Presse gespannt, und zwar in der Regel in mehreren Stufen. Zunächst wird wenige Tage nach der Erhärtung dem Beton eine geringe Vorspannung zur Vermeidung von Schwindrissen aufgedrückt. Sehr lange und gekrümmt geführte Kabel erhalten u. U. zuerst eine überhöhte Spannung, die später wieder nachgelassen wird, um die Reibungsverluste abzumindern. Die Spannpresse zeigen die Bilder 5 u. 6.

Zum Spannen wird die Zugspindel in das innere Gewinde des Hauptankers eingeschraubt, mit der Presse verbunden und ent-

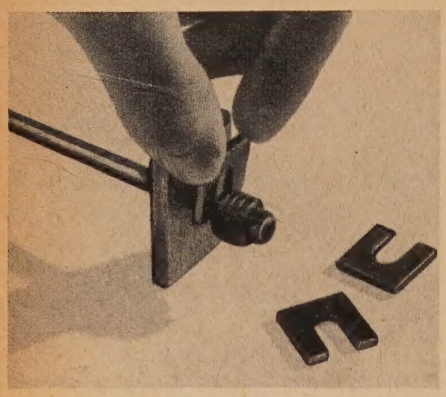


Bild 7. Einzeldrahtanker für Drähte, 6 mm ϕ.

sprechend dem Dehnungsmaß der Vorspannung mit dem Anker zusammen herausgezogen. Durch Nachstellen der Stützmutter wird ein Zurückgehen des Ankers verhindert. Die Spannkraft wird entweder durch ein Manometer oder durch einen in der Zugspindel eingebauten Dehnungsmesser bestimmt. Nach dem Spannen wird durch Stutzen in den trompetenförmigen Ansätzen der Hüllrohre hochwertiger Mörtel in den Hohlraum zwischen Blechrohr und Drähten durch ein eigens entwickeltes Injektionsgerät eingepreßt.

Je nach der Art des Bauwerks werden Spannkabel zusammengestellt, die für 25, 50, 80 t und bis zu 1000 t für große Bauten bemessen sind.

Das gleiche Verfahren wird sinngemäß auch für kleine Bauteile mit Spanngliedern aus Einzelstäben verwendet. Zu dem Zweck erhalten die 6 mm dicken Drähte hinter den angestauchten Köpfen ein kleines mit Gewinde versehenes Rohrstück (Bild 7). Die durch das Spannen entstandene Verlängerung wird durch Zwischenlegen von kleinen Stahlplättchen festgehalten. Die einzeln verlegten Drähte bekommen keine Hüllrohre, sondern erhalten einen Gleit anstrich, um ein Haften des Betons an ihnen zu verhindern und si nach dem Erhärten des Betons spannen zu können. Allerding bleiben sie dann auch dauernd ohne Verbund.

Die Bilder 8 bis 12 zeigen einige Bauten während der Ausführung

Im Ganzen ist das Verfahren weitgehend durchdacht und aus gereift.

Schröder.

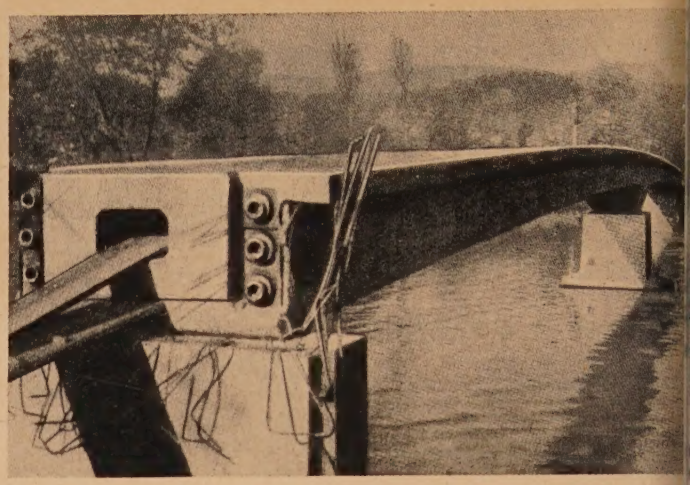
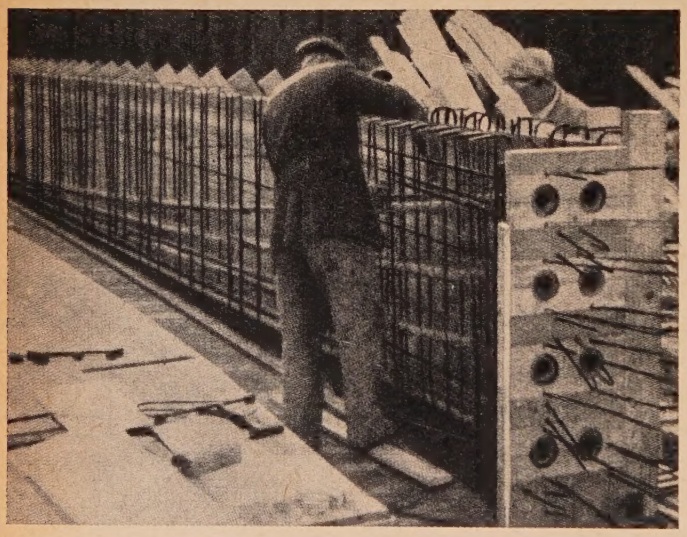


Bild 10. Aaresteg bei Aarau. Durchlaufender Plattenbalken über 3 Felder, Spannweite 34,0 + 41,0 + 34,0 m, Konstruktionshöhe in Feldmitte 1,25 m, Gesamtvorspannkraft 450



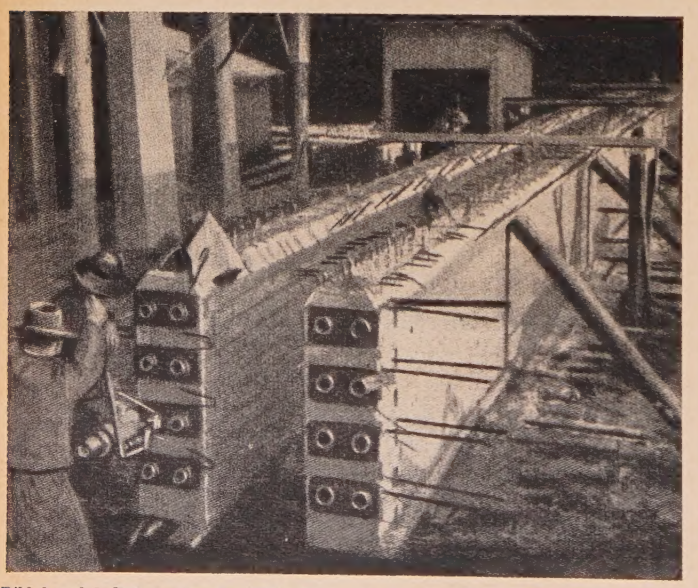


Bild 8 und 9. Brücke über das Hilfswehr des Kraftwerks Wildegg-Brugg. Vorgespannte Balken 0,41 × 1,2 m, als vorgefertigte Träger am Ufer hergestellt. Spannweite 23 m.

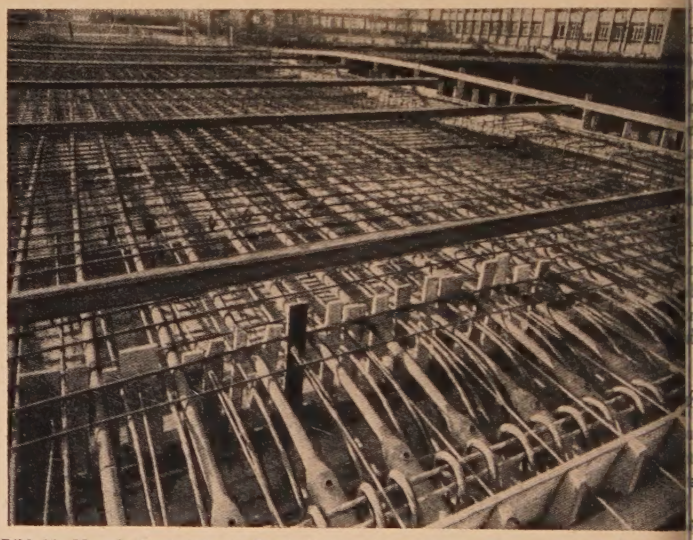


Bild 11. Marschalkenbrücke in Basel. Rahmenkonstruktion, Plattendicke in Feldmitt 0,40 m, Fahrbahnbreite 9,00 m, Gesamtvorspannkraft in Längsrichtung 2200 t, in Quer richtung 1100 t.

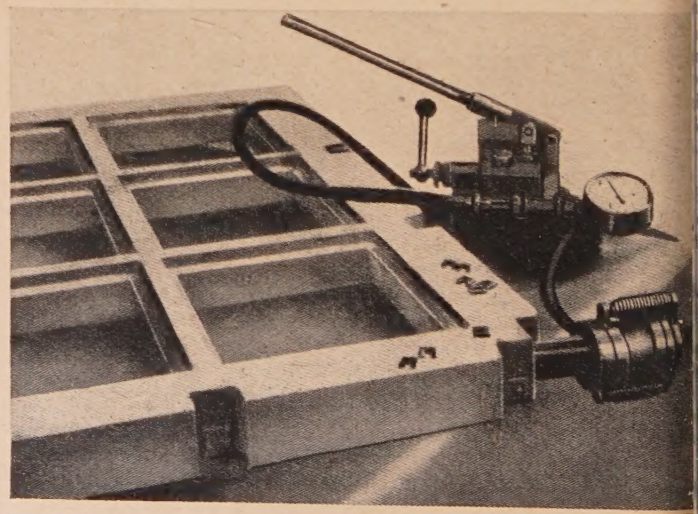


Bild 12. Spannbetonfenster. Vorspannung der Fenstersprossen mit bituminierten Einzel drähten, 6 mm ϕ, Vorspannkraft 3,0 t. Vorspannung in zwei zueinander senkrechten Richtungen.

endung eines Stahlrohrlehrgerüstes im Brückenbau.

e technisch und wirtschaftlich besonders interessante Lösung die Verwendung eines Stahlrohr-Lehrgerüstes gelang beim eraufbau der Ruhrbrücke Witten-Herbede.

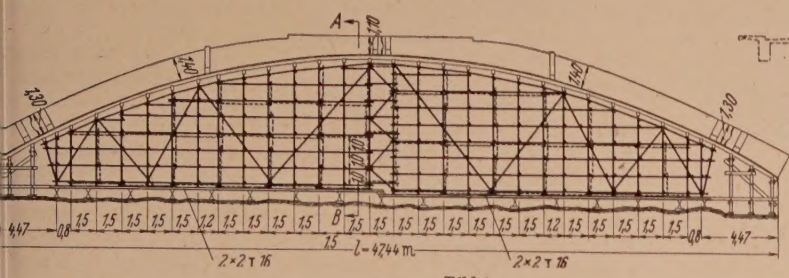


Bild 1.

r 3-Gelenkbögen zwischen ausgekragten Hälsen mit je vier Bogenrippen von rechteckigem Querschnitt und mit aufnderter Fahrbahn sollten in kürzester Zeit erstellt werden. Gelingen hing in erster Linie von einem technisch und wirtlich befriedigenden Entwurf der Lehrgerüste ab (Bild 1).

Lehrgerüste hatten nur das Gewicht der Bogenrippen zu ehmen und sollten möglichst mehrfach für die verschiedenen ngen verwendbar sein. Voraussetzung dazu war, daß sich ufbau und Umbau einfach und schnell bewerkstelligen ließen. Lehrgerüst wurde mit lotrechten Stielen entworfen, die, ehen von einigen versteifenden Strebenzügen, im wesentdurch waagerechte Rohre in Quer- und Längsrichtung bei Knicklänge von 1 m räumlich ausgesteift waren. Der Abder Stiele betrug 1,30 m bis 1,60 m, wobei die Belastung inzelrohres höchstens 7 t erreichte. Diese Vereinfachung erchte den Aufbau des Gerüstes in zwei Tagen und seinen n in wenigen Stunden.

n konnte sich deshalb mit einem Lehrgerüst und auch nur ie halbe Gewölbebreite begnügen, das nach deren Fertigng mit der Schalung in die neue Betonierstellung verschoben 2) wurde.

m Verschieben in die zweite Gewölbehälfte ging man wie vor:

24 Spindeln wurden ausgebaut und durch acht 11 m lange en ersetzt, die unmittelbar unter den Doppel-T-Trägern baut wurden, die die Gerüststiele (Fußplatten) trugen. Diese en waren mit Schmierseife oder Staufferfett bestrichen, so as Lehrgerüst mittels acht Kettenzügen innerhalb von drei Stunden in die neue Betonierlage für die zweite Gewölbehälfte gebracht werden konnte.

Nach Fertigstellung einer ganzen Brückenöffnung wurde das Lehrgerüst mit der Schalung aus dieser Öffnung rechtwinklig zur Brückenachse ganz herausgezogen und auf den wieder mit Staufferfett bestrichenen Schienen der verbreiterten Kranbahn mittels zweier Winden in die nächste Brückenöffnung verbracht, wo neuerdings wieder eine halbe Gewölbebreite betoniert wurde. Das Verschieben des gesamten Gerüstes zweimal quer und einmal längs der Brükkenachse beanspruchte insgesamt nur 2½ Tage.

Diese Lösung zeigt die vorteilhafte Verwendung eines Stahlrohr-Lehrgerüstes für Brücken mit mehreren Öffnungen gleicher Spannweite. Die Firma *Mannesmann Leichtbau G. m. b. H.* hat das in Zusammenarbeit mit der bauausführenden Firma *Heinrich Butzer,* Dortmund, entworfene Lehrgerüst geliefert und montiert. Lang

Bild 2.

achnormenausschuß Bauwesen im DNA.

u-Arbeitsausschuß „Decken".

er der Leitung von Prof. Dipl.-Ing. *von Halasz* wurden in rd am 22. 1. 1953 Normblatt-Entwürfe für Achsmaße mas- Decken und für Richtmaße der Rohdecken-Dicken bis zur entlichungsreife beraten.

erdem wurde ein Entwurf für die Normung von Stahlblechngen für Ortbeton-Rippendecken weitgehend geklärt sowie eitere Arbeitsprogramm festgelegt.

u-Arbeitsgruppe „Industriebau".

23. 1. 1953 wurden in Boppard unter der Leitung von Prof. g. *Henn,* T. H. Dresden, auf der ersten Sitzung der Arbeits- unter sehr starker Beteiligung aller interessierten Kreise er Bundesrepublik und der Deutschen Demokratischen Re- die bereits vorliegenden Entwürfe für „Achsabstände und ßhöhen für Industriebauten", „Dachneigungen im Industrie- „Türen und Tore im Industriebau" und „Überbaute Fläche allen" durchberaten.

ingehender Aussprache wurden weiterhin die im Industriebau griff zu nehmenden Normungsarbeiten behandelt.

Wettbewerb „Beton im Verkehr".

Verkehrsausstellung München (20. Juni bis 11. Oktober 1953) taltet der Fachverband Zement einen Foto-Wettbewerb über erke aus Beton und Stahlbeton, die dem Verkehr dienen. sind 67 Preise mit zusammen 3500,— DM ausgesetzt. nahmebedingungen sind anzufordern beim Fachverband nt e. V. Köln, Riehler Str. 8, Tel. 7 47 42/43.

hinkelfest des AIV-Berlin am 13. März 1953.

er der ältesten technisch-wissenschaftlichen Vereine, der vor hr 129 Jahren gegründete Architekten- und Ingenieur-Verein zu Berlin, feierte am 13. März d. J. am Geburtstage seines früheren Mitglieds, Karl Friedrich Schinkel, sein 98. Schinkelfest.

Zur Förderung des Nachwuchses schreibt der AIV-Berlin seit dem Jahre 1852 jeweils unter seinen Mitgliedern zu diesem Tage einen Wettbewerb auf dem Gebiete des Hochbaus, des Wasserbaus und des Eisenbahnbaus aus.

Die **Aufgaben für 1952** lauteten:

1. Auf dem Gebiete des Hochbaus: Entwurf zu einer Friedhofsanlage. Den 1. Preis von 1000 DM und die Schinkelplakette erhielt der Architekt *Heinz Diesing,* z. Z. Braunschweig, St-Ingbert-Str. 17.
   Den 2. Preis von 500 DM und eine Erinnerungsplakette erhielt Frau Dipl.-Ing. *Ilse Bahnsack,* Berlin-Lichterfelde, Hortensienstraße 39.
   Ein Anerkennungspreis von 250 DM wurde dem Baureferendar Dipl.-Ing. *Hans-Georg Heinrich,* Berlin NW 87, Jagowstr. 35 zugesprochen.
2. Auf dem Gebiete des Wasserbaus: Entwurf eines Kraftwerks mit Schleusenanlage.
   Den 1. Preis von 1000 DM und die Schinkelplakette erhielt der Dipl.-Ing. *Ralph Schröder,* Berlin-Spandau, Weinmeisterhornweg 9.
   Ein Anerkennungspreis von 250 DM wurde dem Bauassessor *Karl-Heinz Lutz,* Hannover, Scharnhorststr. 6, zugesprochen.

Auf dem Gebiet des Eisenbahnbaus war keine Arbeit eingegangen.

Die Wettbewerbsaufgaben für 1953 lauten:

1. Auf dem Gebiet des Hochbaus: Entwurf zu einer Gruppe von Wohngebäuden mit einem Gemeinschaftshaus in landschaftlich hervorragender Lage für Bedürfnisse, die über diejenigen des sozialen Wohnungsbaus hinausgehen.
2. Auf dem Gebiete des Eisenbahn- und Straßenbaus: Entwurf zu einem Großstadtfernbahnhof mit Umsteigemöglichkeit auf Nahschnellbahn, U-Bahn, Straßenbahn und Fernautobahnhof.

3. Auf dem Gebiet des Wasserbaus: Entwurf zu einem Flußhafen für eine Stadt mit Holz-, Textil- und Elektroindustrie.

Nach einer Begrüßung der Anwesenden durch den Vorsitzenden des AIV-Berlin, Prof. Dr.-Ing. *Bickenbach*, einer Ansprache Sr. Magnifizenz des Rektors der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg, Prof. Dr. rer. nat. h. c. Dr. phil. *Stranski* und nach Verkündung der Wettbewerbssieger und Bekanntgabe der Aufgaben für den Schinkelwettbewerb 1953 hielt Min.-Rat Dr.-Ing. *Recker*, Offenbach, den Festvortrag über das Thema: Nahverkehrsanlagen und großstädtische Personenbahnhöfe.

Umrahmt war der Festakt durch musikalische Darbietungen des Berliner Streichquartetts.

An die Feier schloß sich ein Festessen an.

Bücherschau

Dittrich, Rudolf: **Betongefüge und Rissebildung in Betonfahrbahndecken.** Ein Untersuchungsbericht. (Wissenschaftliche Berichte der Bundesanstalt für Straßenbau, Heft 1.) 29 S. mit 47 Bildern und 13 Tafeln. Berlin 1952, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 4,80 DM.

Bei der Ergründung der Ursachen von Rißbildungen in Betonfahrbahndecken ist die Frage aufgetaucht, welchen Einfluß die stellenweise Gefügelockerung des Betons als Auswirkung des Kräftespiels im abbindenden und erhärtenden Beton hat. Durch Begutachtung von Bohrkernen, die aus 13 Jahre alten Betonfahrbahnplatten einer Autobahnstrecke entnommen worden sind, wurde der Versuch unternommen, die Beziehungen zwischen Betongefüge und Rißbildungen zu klären. Auf Grund der Feststellung der Raumgewichte und der Wasseraufnahme der Bohrkerne und durch das Betrachten der Gefügebilder allein ergaben sich jedoch keine Anhaltspunkte. Es zeigte sich, daß das Betongefüge innerhalb der sehr kurzen Abstände in den untersuchten Fahrbahnplatten außerordentliche Unterschiede aufweist. Eine Gesetzmäßigkeit ließ sich nicht erkennen. Der Verfasser hat dann in sehr eingehenden Untersuchungen sog. Gefügewerte errechnet, die für künftige Untersuchungen sehr wertvoll sein dürften.

Von größerer Bedeutung für die Kennzeichnung von sog. „Schwachstellen" im Beton scheinen jedoch die sog. Gefügesprünge zu sein, d. h. die Gefügeänderungen in benachbarten Querschnitten. Der Verfasser kommt zu der interessanten Erkenntnis, daß die Stellen, an denen infolge der verschiedenen Beanspruchungen Querrisse in Betonfahrbahndecken im Laufe der Zeit entstehen, durch sprunghafte Betongefügeänderungen vorausbestimmte Schwachstellen sind. Im Unterbeton befindliche Schwachstellen sind rissegefährdeter als solche im Oberbeton. Die großen Gefügesprünge im Unterbeton liegen vielfach dort vor, wo Risse vorhanden sind. Beim Betonfahrbahndeckenbau sind alle Maßnahmen anzuwenden, um die Entstehung von Schwachstellen zu vermeiden. Dazu gehören u. a. Gleichartigkeit der Deckenunterlage und vor allem größtmögliche Gleichmäßigkeit des Frischbeton-Gemisches im eingebauten Zustand, keine nachträgliche Entmischung beim Transport und beim Einbringen und absolut gleichmäßige Verteilung des Betons.

Streit.

Kärcher, Gustav, u. Kaden, Helmut: **Praxis des Beton- und Stahlbetonbaues.** XXXII, 200 S. mit 218 Bildern, 65 Tafeln und 7 Nomogrammen. Stuttgart 1952, Frankh'sche Verlagshandlung. Ganzleinen DM 34,—.

Die Verfasser legen ein praktisch sehr gut ausgerichtetes Lehrbuch der Beton- und Stahlbetonbauart vor, das, mit den Grundstoffen des Betons beginnend, über die Verarbeitung, Prüfung, Berechnung, Schalung und Konstruktion eingehende, aber leichtverständliche Darlegungen bringt. Der Text wird durch reichliche und gute Bebilderung wirksam unterstützt, die Berechnungsverfahren werden an guten Beispielen — mit Konstruktionszeichnungen für die Schalungen und Bewehrungen — erläutert. Bemerkenswert ist, daß auch auf die neuzeitlichen Konstruktionsformen eingegangen wird, ferner daß besondere Probleme, wie Schalungsdruck, Knickung, Plattenbalken, einachsig und kreuzweise bewehrte Platten, vom Standpunkt der heutigen Auffassung behandelt werden.

Viele Literaturhinweise regen zu vertieftem Studium an. Im Anhang aufgenommene Tafeln und Nomogramme erlauben die Benutzung für Entwurfszwecke.

Das gut ausgestattete Werk darf neben dem Fachschulstudenten und dem jungen Fachschulingenieur, für den es in erster Linie bestimmt ist, aber auch unserem Hochschulnachwuchs bestens empfohlen werden.

Kleinlogel.

Handbuch für Stahlbetonbau. Achte, neubearbeitete Aufl., IV. B Teil 1: Die bodenphysikalischen Grundlagen — Stützmaue Von Dr.-Ing. Otto Mund. VIII, 204 S. mit 255 Bildern. B lin 1953, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. DM 27,—, Leinen DM 31,

Es ist außerordentlich zu begrüßen, daß der rührige Verl Ernst & Sohn in neuer Form das frühere Handbuch für Eisenbet bau herauszubringen begonnen hat.

Im jetzt erschienenen Band IV, 1. Teil, werden im 1. Kapitel bodenphysikalischen Grundlagen nach dem heutigen Stande gebrac im 2. sodann die Stützmauern behandelt, wobei nach der Auffi rung der Verfahren zur Ermittlung des Erddruckes bei den v schiedenen Böden auf die Festigkeitsberechnung und konstrukti Durchbildung der Stützmauern, der Erhöhung, Verstärkung u Ausbesserung eingegangen wird. Auch über Mauern, die dem Wi druck besonders ausgesetzt sind, werden Beispiele gebracht. I vorliegende Band umfaßt somit alle die Stützmauern betreffend Fragen und bringt die Grundsätze der Ausbildung und konstrukti Einzelheiten in vorzüglicher Darstellung.

225 Abbildungen auf 197 Seiten geben ein wertvolles ansch liches Material, so daß das Buch bestens empfohlen werden ka

Press.

Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 109. Gaede, Kurt: S Gehalt der Zuschlagstoffe. Einfluß auf die Festigkeit von Zeme mörtel und -Beton. 27 S. mit 13 Bildern und 8 Zahlentafe Berlin 1952, Vetrieb durch Wilh. Ernst & Sohn. Geh. DM 6,

Obgleich Sulfate im Mörtel und Beton mit dem Zementant schädlich reagieren, hat man bisher allgemein als Maßstab für Zementschädlichkeit der Sulfate den Gewichtsanteil an SO_3, bezog lediglich auf die Zuschlagstoffe, benutzt. Dabei blieb unberücksichti daß die Gefahr bei mageren, zementarmen Mischungen größer s muß als bei fetten Mischungen.

Auf der Suche nach einem besseren Maßstab fand Gaede Richtwert für die Schädlichkeit von Sulfaten den Wert $x = \frac{SO_3}{z + 0{,}14}$ wobei z der Gewichtsanteil an Zement, k der Gewichtsanteil Zuschlagstoff bedeuten. Für die untersuchten Mischungen (Mört mischungen 1 : 3, 1 : 5 und 1 : 8, Betonmischungen 85, 150, 365 Zement je m³ Beton) ergab sich ein starker Festigkeitsabfall Sulfatgehalten entsprechend $x = 1{,}2$ bis $x = 3{,}0$. Unterhalb u oberhalb dieser x-Werte waren die zugehörigen Festigkeiten nahe konstant. Der Festigkeitsabfall war am stärksten bei Zementmört geringer bei dichtem Schwerbeton und am geringsten bei porig Einkornbeton. Bei Verwendung von Portlandzement ergaben si höhere Festigkeitsverluste als beim Hochofenzement. Auch zei sich, wie zu erwarten, Magnesiumsulfat schädlicher als Kalziu sulfat. Daß der Grad der Schädlichkeit auch von der Art des A tretens des SO_3 (grobstückig oder fein) abhängig ist, wurde beto Da die Untersuchungen mit gemahlenem, abgebunden Stuckg und mit kristallinem Magnesiumsulfat — also mit fein verteilt Sulfat — durchgeführt wurden, liegen die gefundenen x-Werte der „sicheren Seite". Die Schädlichkeit der Sulfate wurde nur an Ha des Festigkeitsabfalls beurteilt; die Frage, wann Treiben bzw. Tre gefahr auftritt, wurde nicht berührt und darin unterscheiden s diese Betrachtungen von vielen bisherigen Behandlungen des P blems. Der sehr interessante und wichtige Bericht wird — wie er selbst schon andeutet — weitere Versuche nach sich ziehen.

Hummel

Brix, Josef †, Heyd, Hermann †, u. Gerlach, Erns **Die Wasserversorgung.** 5., verbesserte Aufl. 400 S. mit 123 I dern. München 1952, R. Oldenbourg. Halbleinen DM 42,—.

Das Standardwerk hat in der 5. Auflage infolge der inzwisch eingetretenen Änderungen der geltenden Bestimmungen und Gru lagen, der neuen Erkenntnisse und Erfahrungen wertvollste reicherungen erhalten. Die Kapitel über die Wasserversorgun bauten und die Baukosten wurden weitestgehend neu bearbeitet. vorzüglicher Literaturnachweis, der bis zum Ende des Jahres 19 reicht, ist dem Buch beigegeben.

Das Buch kann in vorliegender Form bestens empfohlen werd

Press

Eingegangene Bücher

Die Schriftleitung behält sich vor, die nachstehend aufgeführten Neuerscheinu gelegentlich zu besprechen.

Abhandlungen aus dem Stahlbau, Heft 12: Stahlbau-Tagung München 1952. Her gegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Köln. 231 S. mit zahlreichen Bil im Text. Bremen-Horn, Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn G.m.b.H. DM 9,—.

Luftschutz im Städtebau. Vorläufiges Merkblatt. III, 12 S. Herausgegeben vom Bun minister für Wohnungsbau im Einvernehmen mit dem Bundesminister des Inn

„Beton- und Stahlbetonbau", Lizenz Nr. 271, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169. Fernsprecher: 87 15 56. Schriftleitung: Reg.-Baumeister Erich Bornemann, geschäftsführendes Vorstandsmitglied des Deutschen Beton-Vereins, (16) Wiesbaden-Eigenheim, Prinz-Nikolas-Str. 19, und Reg.-Baumeister a. D. Johannes P Berlin-Wilmersdorf. Für den Anzeigenteil verantwortlich: Otto Swoboda, Berlin-Wilmersdorf. Anzeigenpreisliste Nr. 2 — Druck: H. Heenemann KG, Berlin-Wilmersdor
Nachdruck, fotografische Vervielfältigungen, fotomechanische Wiedergabe von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus nur mit Genehmigung des Verl